



146
29

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA MEXICO
facultad de ingenieria

FUERZAS SISMICAS QUE CAUSARON
LA FALLA DE UN EDIFICIO

T E S I S

Que para obtener el titulo de
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

JOSE EDUARDO ROMERO LOPEZ

DIRECTOR DE TESIS:

ING. SANTIAGO LOERA PIZARRO

MEXICO D.F.

1987



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

INDICE

1. Introducción	1
2. Descripción del edificio	2
3. Daños observados	8
4. Revisión estructural	9
4.1 Consideraciones generales	9
4.2 Acciones e idealización	9
4.3 Análisis estructural	35
4.4 Revisión de la resistencia de la columna crítica.....	36
5. Fuerzas sísmicas que causaron los daños	67
5.1 Consideraciones generales	67
5.2 Acciones e idealización	67
5.3 Análisis estructural	92
5.4 Estimación del coeficiente sísmico asociado a la falla	92
6. Conclusiones	127
7. Referencias	128
Notación	129

1. INTRODUCCION.

Este trabajo es parte de una serie de investigaciones a cargo del Instituto de Ingenieria de la U.N.A.M., encaminadas a proporcionar información acerca de las intensidades del sismo del 19 de septiembre de 1985.

El objetivo del estudio fue estimar el valor del coeficiente sísmico en una cierta zona, a partir de los daños causados por el sismo en una estructura. Para esto, se calcularon por tanteos las fuerzas laterales que provocaron la falla observada. La estructura estudiada es de concreto reforzado, de tres niveles y está formada por losas planas aligeradas y columnas. Las fuerzas laterales se obtuvieron con el método estático de análisis sísmico.

Se pretende que el coeficiente obtenido dé sólo una idea de la intensidad del sismo en ese lugar.

En los capítulos 2 y 3 se incluye la descripción del edificio y los daños más importantes que se observaron después del sismo.

En el capítulo 4 se presenta la revisión estructural de una de las columnas que resultaron dañadas; la revisión se realizó según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976 y sus Normas Complementarias.

La determinación de las fuerzas sísmicas que causaron la falla de las columnas se presenta en el capítulo 5; se llevó a cabo con base en los criterios de las Normas de Emergencia de 1985 y la propuesta de reformas de 1986 a las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto del Reglamento DDF.

Las conclusiones se presentan en el capítulo 6.

2. DESCRIPCION DEL EDIFICIO.

El edificio en estudio es un inmueble escolar ubicado en Tlalpán D.F., dentro de la zona de transición definida por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976 (ref. 1); es de tres niveles y tiene dimensiones en planta de 36.35 por 8.50 m.

La estructura es de concreto reforzado y está formada por losas planas aligeradas que apoyan directamente sobre las columnas. En la dirección del lado largo de la planta hay dos ejes de columnas (a y b) separados entre sí 8.0 m. y, en la dirección del lado corto, seis ejes de columnas (1,2,3,4,5 y 6) a cada 7.2 m. Los entrepisos tienen una altura, entre ejes, de 3.15 m. (fig. 2.1). La cimentación consta de zapatas corridas cuya profundidad de desplante es de aproximadamente 2.0 m.

El aligeramiento de las losas se logra con casetones de poliestireno. Entre los casetones se forman nervaduras perpendiculares entre sí que alojan las barras de refuerzo. El peralte de los casetones es de 30 cm. y ocupan la parte central del espesor total de la losa el cual es de 40 cm. Sobre la losa se colaron 5 cm. de firme para el acabado de piso en los primeros dos niveles, y sólo relleno y enladrillado en el tercero (figs. 2.2 y 2.3).

Las losas de los niveles 1 y 2 presentan volados de 2.40 m. hacia un lado, en dirección de la dimensión menor en planta, los cuales se usan como pasillos. Los barandales de dichos pasillos lo forman pretilas de concreto aparente que se interrumpen a lo largo de una crujía para dar acceso a las escaleras. En la losa de azotea existen volados en las cuatro orillas, dos de 1.20 m. en los lados cortos y, uno de 2.40 m. y otro de 2.60 m. en los lados largos, el último por arriba de los volados de los niveles uno y dos.

Las columnas son rectangulares de 35 por 50 cm. y están orientadas de modo que su mayor dimensión es paralela al lado corto de la planta. La sección transversal y el armado tipo se detalla en la fig. 2.4.

A lo largo de los ejes de columnas (excepto el 5), en los tres entrepisos se localizan muros divisorios de block hueco, ligados en su base a las losas o pisos mediante castillos, aparentemente desligados en su borde superior por medio de juntas de material muy deformable; los extremos de los muros tienen una holgura que pretendía impedir el contacto entre muros y columnas.

Las escaleras forman una estructura independiente del edificio; su ubicación y la de los muros se muestran en la fig. 2.5.

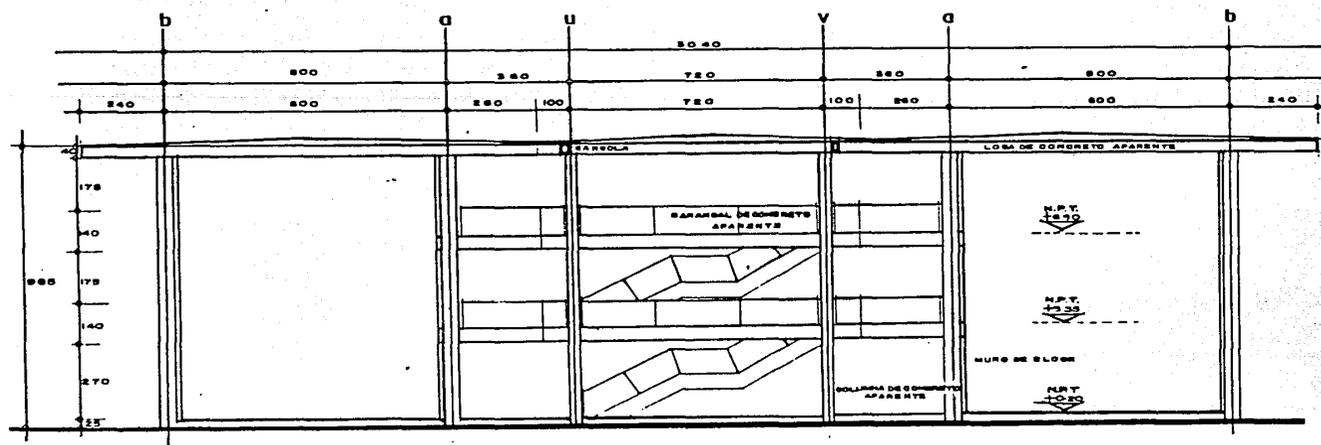
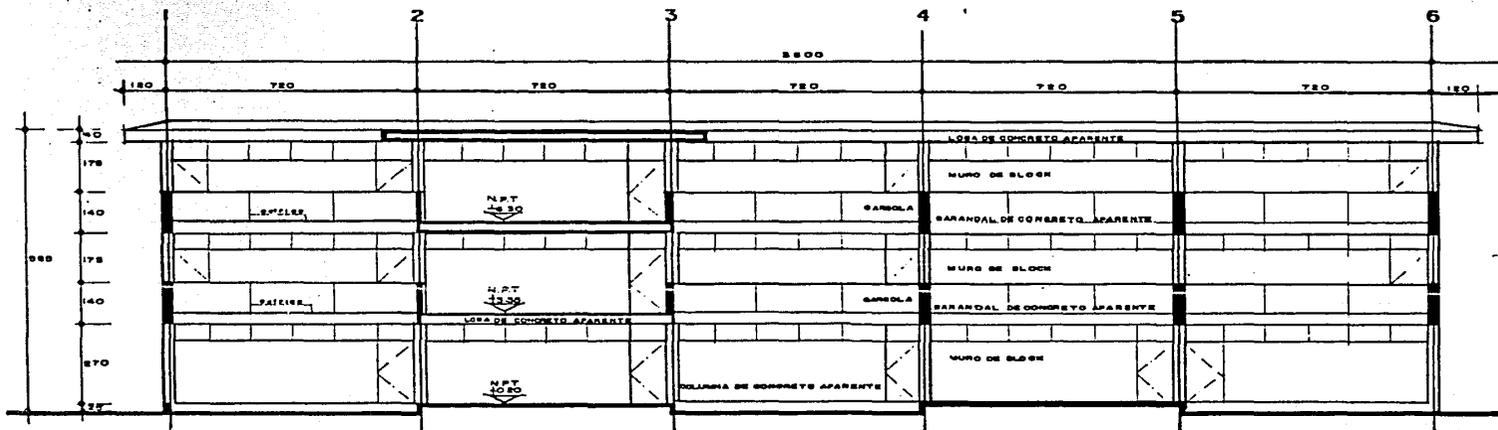
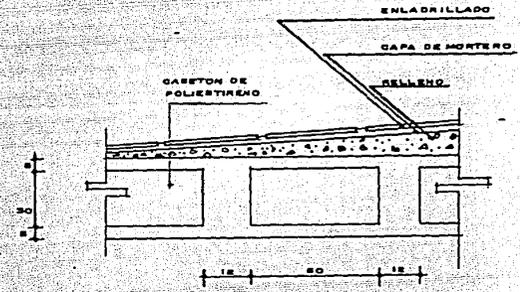
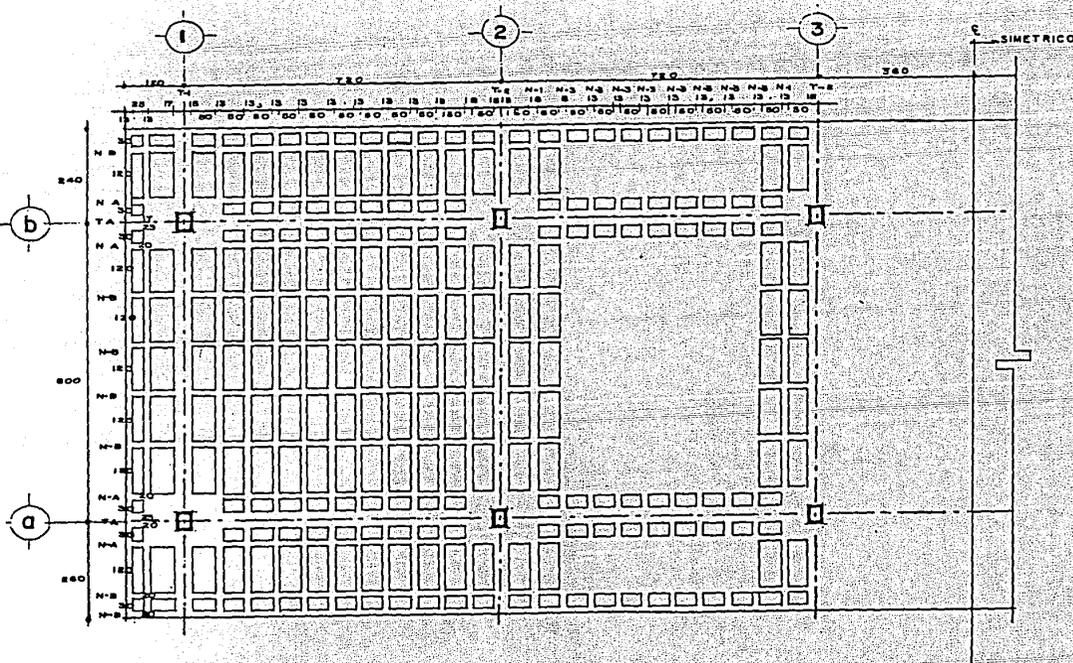


FIG. 2.I FACHADA Y CORTE

DIMENSIONES EN CM.



DIMENSIONES EN CM.

FIG. 22 LOSA AZOTEA

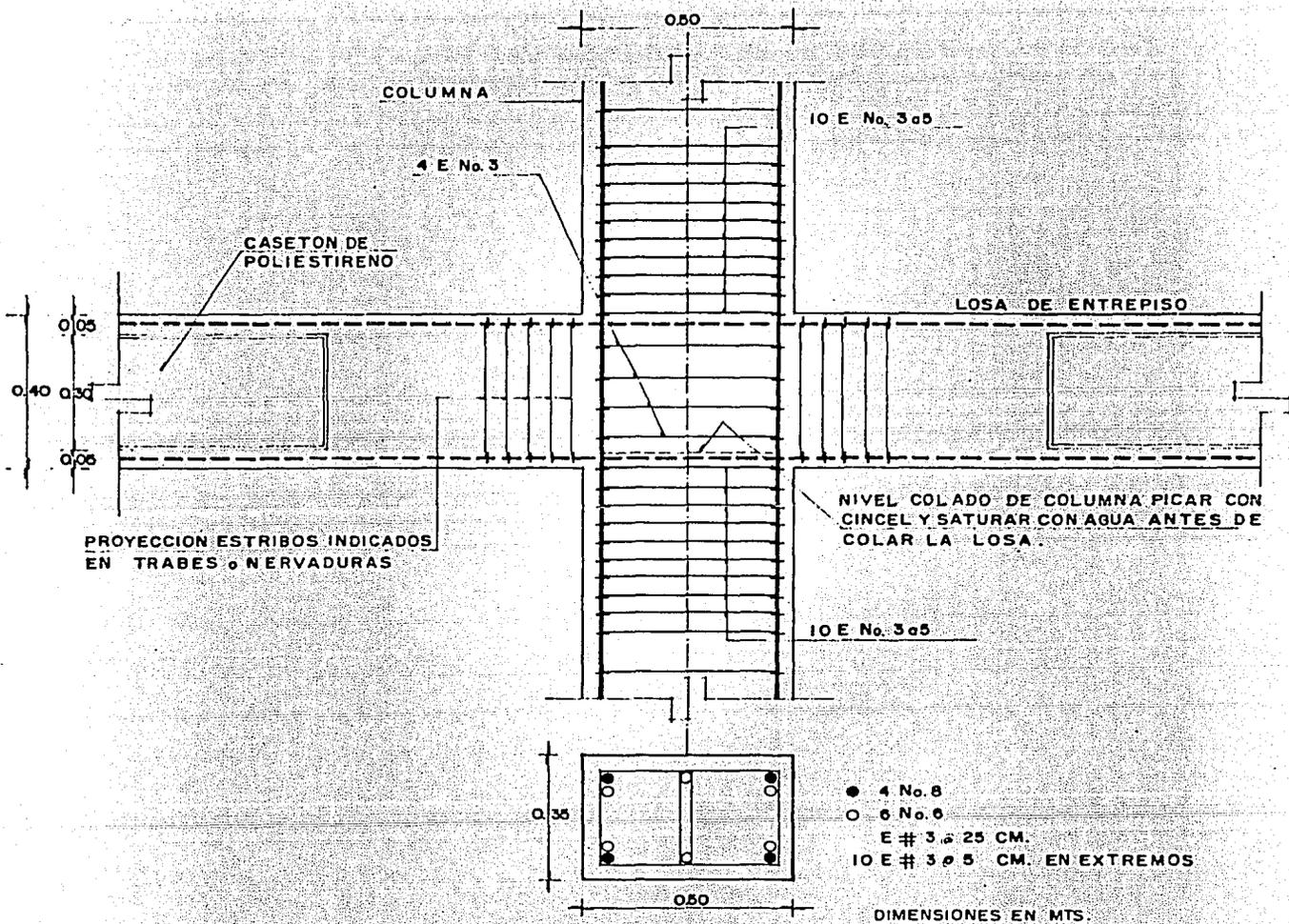
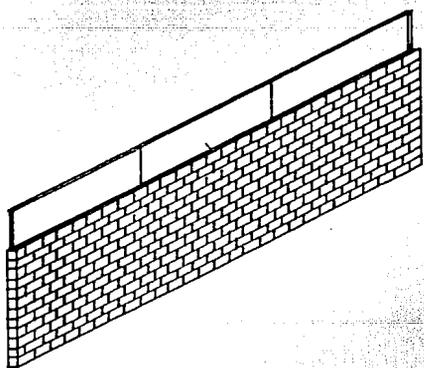
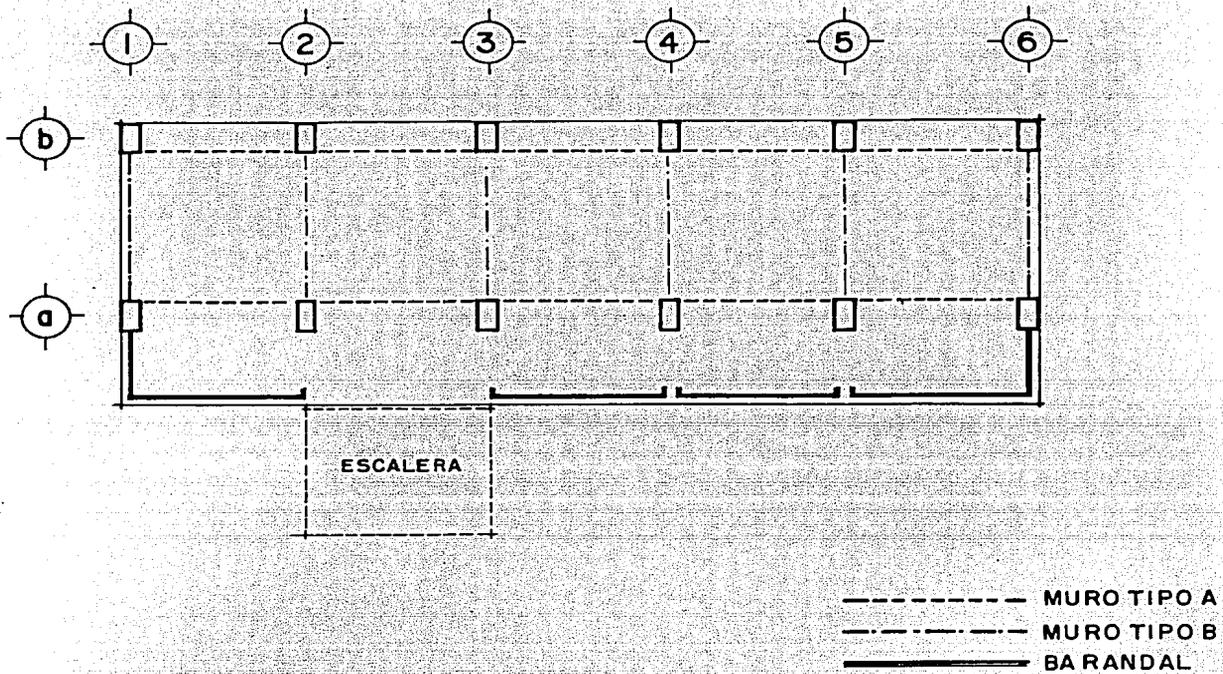
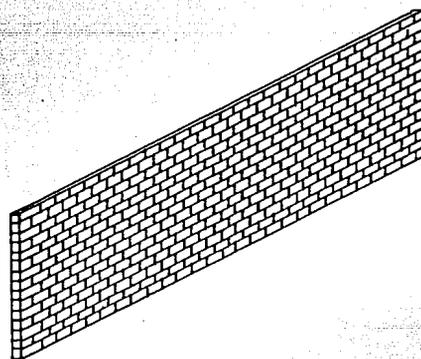


FIG. 2.4 ARMADO EN COLUMNA Y DETALLE UNION DE COLUMNA Y LOSA.



MURO TIPO A



MURO TIPO B

FIG. 2.5 UBICACION DE ESCALERAS, MUROS Y BARANDAL .

3. DAÑOS OBSERVADOS.

Entre las fallas que sufrió la construcción, las mas relevantes fueron las que se presentaron en las columnas de la planta baja, adyacentes a los pasillos. La falla típica consistió en la aparición de grietas verticales en la zona central de las columnas, con desprendimiento del recubrimiento del acero de refuerzo y, en ocasiones, trituración de parte del concreto del núcleo. Las fallas ocurrieron al excederse la capacidad en compresión de estos elementos; como excepción, en algunas columnas se observaron, además, grietas diagonales. El resto de los daños se presentó en los muros y en ciertas uniones losa-columna.

Varios muros sufrieron agrietamiento diagonal debido a su interacción con la estructura, ya que su aislamiento en general, resultó insuficiente.

En cuanto a las losas, en ellas se presentaron grietas diagonales alrededor de las columnas del eje en que no hay voladizos.

Se encontraron evidencias de choque entre las escaleras y el edificio, aunque los daños por esta causa no parecen importantes.

4. REVISION ESTRUCTURAL.

4.1 Consideraciones generales.

Se revisó por flexocompresión una columna crítica de planta baja, debido a que los efectos sísmicos predominaron sobre estos elementos. La revisión se realizó de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976 (ref. 1) y sus Normas Complementarias para Estructuras de Concreto (ref. 2).

De acuerdo con el artículo 217 del Reglamento, las dos combinaciones para las acciones consideradas fueron:

- 1) Acciones permanentes y variables.
- 2) Acciones permanentes, variables y accidentales.

Para cada combinación se valuó la resistencia necesaria y se comparó con la disponible.

Las acciones permanentes y variables fueron las cargas muerta y viva respectivamente. La accidental fue la debida al sismo.

Para la segunda combinación, que fue la que provocó la falla de las columnas, el efecto del sismo se idealizó utilizando el método estático en el que se suponen fuerzas de inercia actuando en los centros de masa de los niveles y cuyos efectos se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral; se usó el valor reducido (instantáneo) de la carga viva. La estructura se idealizó según las disposiciones del inciso 4.3.6 para losas planas, de las Normas Complementarias (ref. 2); al distribuir las fuerzas cortantes directas y por torsión, se definieron los marcos más solicitados, uno en cada dirección; en la intersección de ellos se localizó la columna crítica.

En la combinación de acciones permanentes y variables, se analizaron los mismos marcos que en la combinación anterior ya que, por tratarse de uno interior y el contiguo a los pasillos en la dirección larga, fueron también los más desfavorables bajo carga muerta y viva máxima.

4.2 Acciones e idealización.

4.2.1 Características geométricas.

La estructura se idealizó formando marcos planos en dos direcciones ortogonales, tributarios a los ejes de columnas; los ejes se designaron con la nomenclatura indicada en la fig. 2.1.

Para valuar las rigideces relativas de las losas se tomó un ancho efectivo, a cada lado del eje de columnas correspondiente, igual al dado por la expresión 4.5 de las Normas Complementarias:

$$0.5L_2/[1+1.67(L_2/L_1)]+0.3c \leq 0.5L_2 \dots \dots \dots (4.5)$$

donde:

- L_2 claro del tablero que se considera.
- L_1 claro en la dirección que se analiza.
- c dimensión de la columna en dirección de L_2 .

Esto es válido para crujiás interiores. Para los voladizos también se utilizó, suponiendo la existencia de un eje de columnas al final del volado; el error no es importante.

La variación del momento de inercia a lo largo de los miembros se consideró tomando el promedio de los momentos de inercia de la zona maciza y del centro del claro.

Los anchos efectivos de la losa de los marcos a y b se indican en la fig. 4.1; sus valores son:

$$c = 0.5(2.4)/[1+1.67(2.4/7.2)]+0.3(0.5) = 0.92 \text{ m.}$$

$$c < 0.5(2.4) = 1.20 \text{ m.}; c = 0.92 \text{ m.}$$

$$d = 0.5(8.0)/[1+1.67(8.00/7.20)]+0.3(0.5) = 1.55 \text{ m.}$$

$$d < 0.5(8.00) = 4.00 \text{ m.}; d = 1.55 \text{ m.}$$

$$e = 0.5(2.60)/[1+1.67(2.60/7.20)]+0.3(0.5) = 0.96 \text{ m.}$$

$$e < 0.5(2.60) = 1.30 \text{ m.}; e = 0.96 \text{ m.}$$

Para los marcos 1,2,3,4,5 y 6, en la fig. 4.1 aparecen los anchos efectivos utilizados, cuyos valores son:

$$f = 0.5(1.20)/[1+1.67(1.20/8.00)]+0.3(0.35) = 0.58 \text{ m.}$$

$$f < 0.5(1.20) = 0.60 \text{ m.}; f = 0.58 \text{ m.}$$

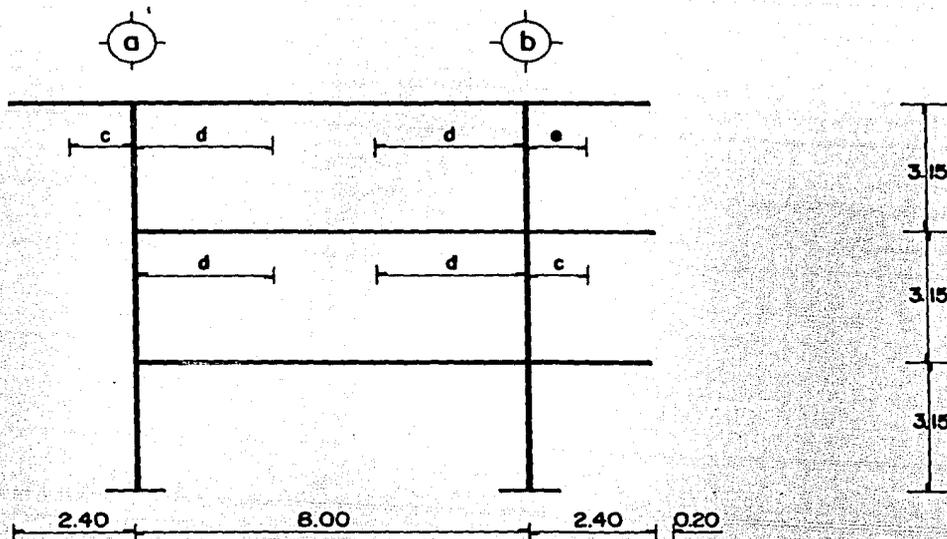
$$g = 0.5(7.20)/[1+1.67(7.20/8.20)]+0.3(0.35) = 1.54 \text{ m.}$$

$$g < 0.5(7.20) = 3.60 \text{ m.}; g = 1.54 \text{ m.}$$

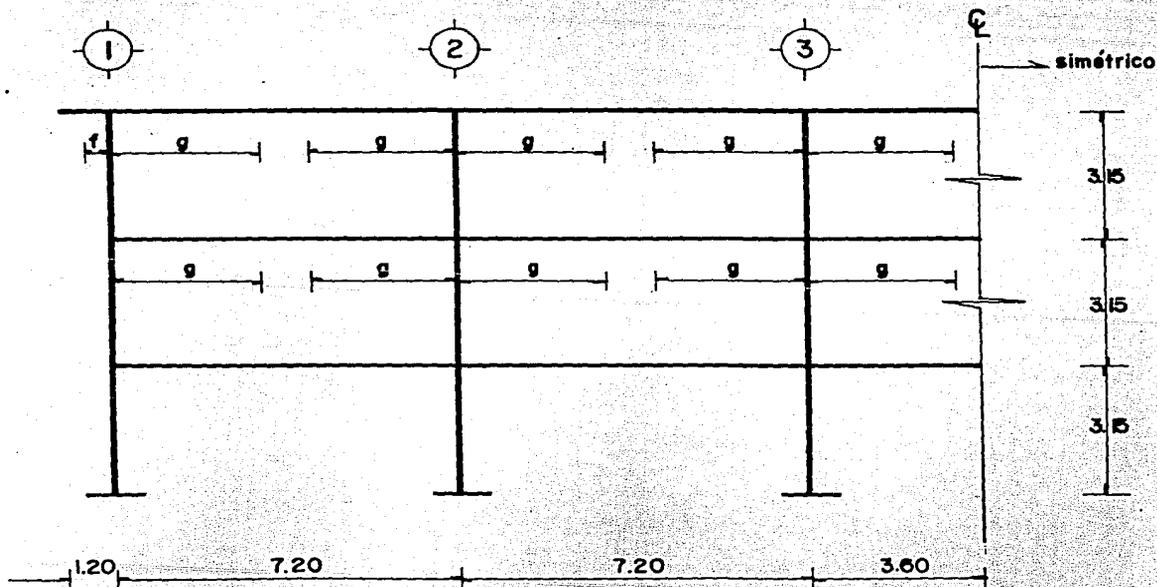
Como ilustración, se presenta el cálculo del momento de inercia de la viga equivalente del tercer nivel en los ejes 2,3,4 ó 5 (fig. 4.2).

1. Sección al centro del claro.

$$I = 2[308(5)^3/12+308(5)(17.5)^2]+92(30)^3/12 = 1\ 156\ 667 \text{ cm}^4.$$



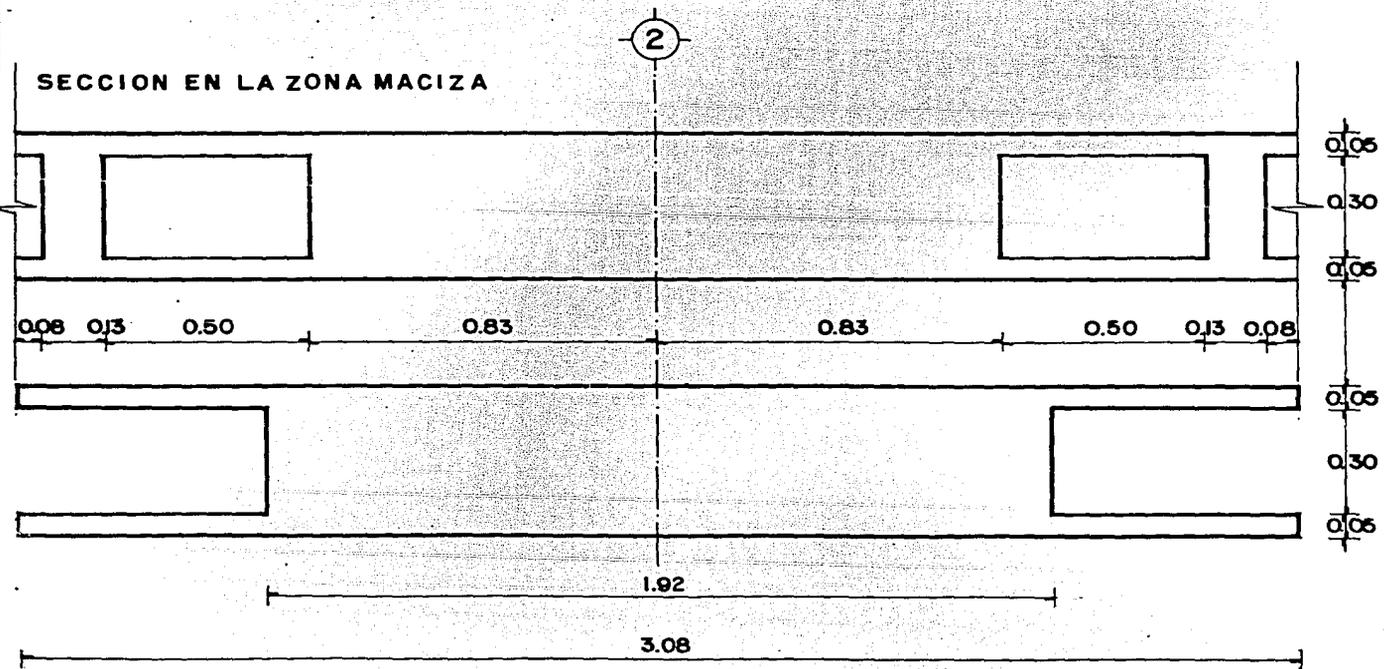
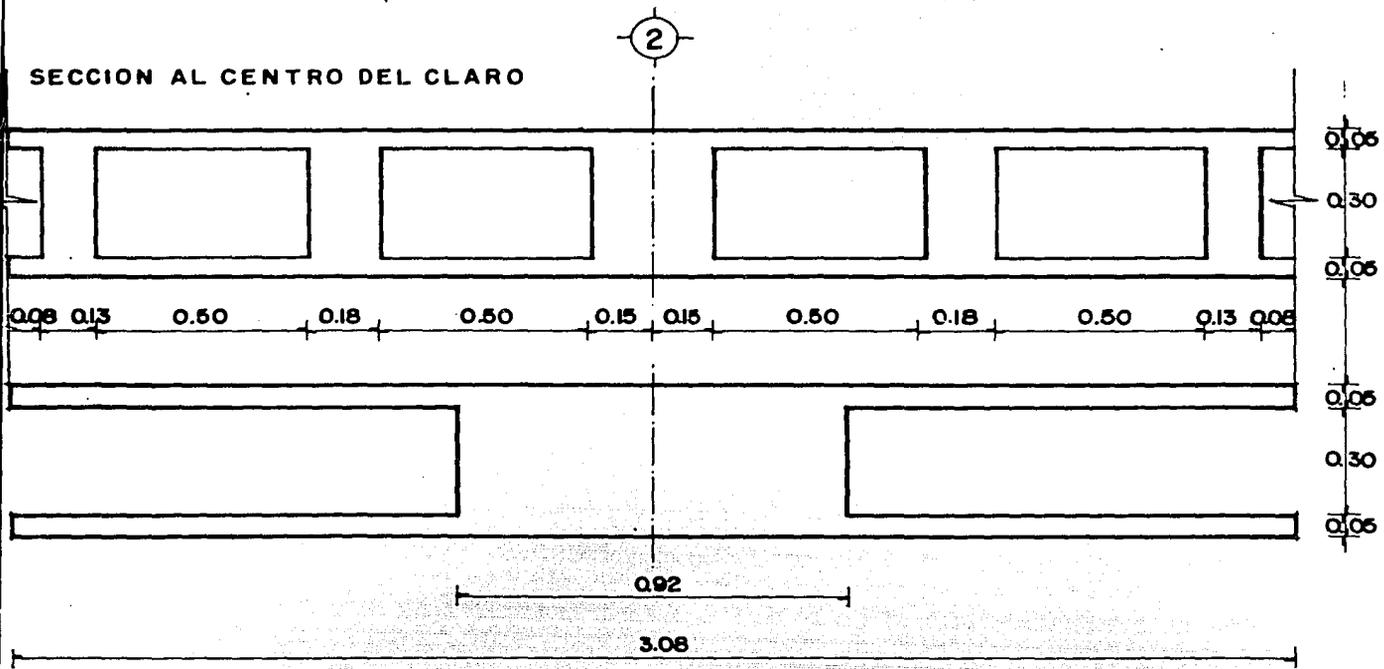
a) MARCOS a y b



b) MARCOS 1.2.3.4.5.6

DIMENSIONES EN METROS.

FIG. 4.1 ANCHOS EFECTIVOS PARA LAS VIGAS EQUIVALENTES DE LOS MARCOS IDEALIZADOS.



DIMENSIONES EN MTS.

FIG. 4.2 SECCIONES PARA EL CALCULO DEL MOMENTO DE INERCIA.

2. Sección en la zona maciza.

$$I = 2[308(5)^3/12+308(5)(17.5)^2]+192(30)^3/12 = 1\ 381\ 667\ \text{cm}^4$$

El momento de inercia que se usó para ese elemento fue:

$$I_{\text{prom}} = (1156667+1381667)/2 = 1\ 269\ 167\ \text{cm}^4.$$

En forma análoga se obtienen los momentos de inercia para el resto de las vigas equivalentes. En la siguiente tabla se muestran los resultados y las rigideces relativas (I/L) de cada elemento:

Nivel	Eje	Momento de inercia (cm ⁴)			Rigidez relativa (cm ³)
		Zona centro del claro	Zona maciza	Promedio	
1,2	a	930 333	1 132 333	1 031 583	1433
	b	681 333	748 333	714 833	992
	1,6	658 333	770 833	714 583	893
	2,3 4,5	1 156 667	1 381 667	1 269 167	1586
3	a	960 667	1 095 667	1 028 167	1428
	b	939 333	1 074 333	1 006 833	1398
	1,6	795 417	1 000 167	897 792	1122
	2,3 4,5	1 156 667	1 381 667	1 269 167	1586

Para las columnas:

Entrepiso	Eje	Momento de inercia (cm ⁴)	Rigidez relativa (cm ³)
1,2,3	a,b	178 645	567
1,2,3	1,2 3,4 5,6	364 583	1 157

4.2.2 Cargas verticales sobre la estructura.

Nivel	Descripción	w(kg/m ²)
1,2	Carga muerta	
	Peso propio de la losa	513.75
	Carga adicional por losa	20.00
	Firme	100.00
	Carga adicional por firme	20.00
	Poliestireno	4.65
	Acabados	30.00
	Total	688.40
	Carga viva máxima (aulas)	300.00
	Carga viva máxima (pasillos)	150+400(A)-1/2
	Carga viva reducida (aulas)	250.00
	Carga viva reducida (pasillos)	150.00
3	Carga muerta	
	Peso propio de la losa	513.75
	Carga adicional por losa	20.00
	Firme	60.00
	Carga adicional por firme	20.00
	Tezontle	150.00
	Impermeabilizante	6.00
	Ladrillo	45.00
	Poliestireno	4.65
		Total
	Carga viva máxima (azotea)	100.00
	Carga viva reducida (azotea)	70.00

No se considera el peso de muros y barandales porque resultó mas conveniente incluirlos como cargas uniformemente distribuidas sobre los marcos idealizados.

4.2.3 Sismo.

a) Fuerzas de inercia.

Para determinar las cargas laterales se utilizó el método estático; se supuso que las fuerzas de inercia y las cortantes de entrepiso son las mismas para las dos direcciones, lo que se comprobó cuando se calcularon los periodos fundamentales en cada dirección.

Pesos de los niveles, W, en ton:

Nivel	Descripción	
1,2	Carga muerta:	
	losa	0.6884(36.3)(10.6) = 264.882
	columnas	12(2.7)(0.35)(0.5)(2.4) = 13.608
	muros	72.3(0.3654)+36.25(0.459) = 43.057
	barandal	35.18(0.288) = 10.132
	Carga viva	36.3(2.4)(0.15)+36.3(8.2)(0.25) = 87.483
	$W_1 = W_2$	= 419.162
3	Carga muerta:	
	losa	0.8194(38.4)(13) = 409.044
	columnas	12(0.35)(0.5)(2.7/2)(2.4) = 6.804
	Carga viva	38.4(13)(0.07) = 34.944
	W_3	= 450.792

El edificio está ubicado en la zona II (terreno de transición) por lo que le corresponde un coeficiente sísmico de 0.20 (ref. 1); además, por ser una construcción que por su uso pertenece al grupo A, el coeficiente se incrementa en 30 por ciento.

El Reglamento D.F. 76 y sus Normas admiten para este tipo de estructuras un factor por ductilidad, Q, igual a 4, con lo que el coeficiente sísmico reducido es:

$$c_s = 0.20(1.30)/4 = 0.065$$

Las fuerzas cortantes de entrepiso se calcularon, aplicando la ecuación 4.1 (ref. 3) en forma tabular, como se indica a continuación:

Nivel	Entrepiso	h_i (m)	W_i (ton)	$W_i h_i$ (ton-m)	P_i (ton)	V_i (ton)
3	3	9.45	450.792	4259.98	43.397	43.397
2	2	6.30	419.162	2640.72	26.901	70.298
1	1	3.15	419.162	1320.36	13.450	83.748
Sumas			1289.116	8221.06		

$$P_i = (W_i h_i / \sum W_i h_i) (c_s \sum W_i) \dots \dots \dots (4.1)$$

donde:

- P_i fuerza de inercia en cada nivel.
- W_i peso de cada nivel.
- h_i altura de cada nivel medida a partir del nivel de desplante.
- V_i cortante de entrepiso.

b) Rigideces de entrepiso y centros de rigidez.

Las rigideces de entrepiso se calcularon a partir de las rigideces relativas de los miembros de los marcos, mediante las fórmulas de Wilbur (ref. 3). A partir de las rigideces de entrepiso (fig. 4.3), las coordenadas de los centros de rigidez (x_r, y_r), dados por las expresiones 4.9 y 4.10, referidos a los ejes de la fig. 4.3 resultan:

$$x_r = \sum R_{jy} x_j / \sum R_{jy} \dots \dots \dots (4.9)$$

$$y_r = \sum R_{jx} y_j / \sum R_{jx} \dots \dots \dots (4.10)$$

donde:

R_{jx}, R_{jy} rigideces de entrepiso de los marcos alineados en las direcciones x e y respectivamente.

x_j, y_j coordenadas de los marcos.

Entrepiso 1.

$$x_r = [23.98(7.2+14.4+21.6+28.8)+19.16(36)]/[2(19.16)+4(23.98)] = 18.00 \text{ m.}$$

$$y_r = 43.93(8.0)/(43.93+47.37) = 3.85 \text{ m.}$$

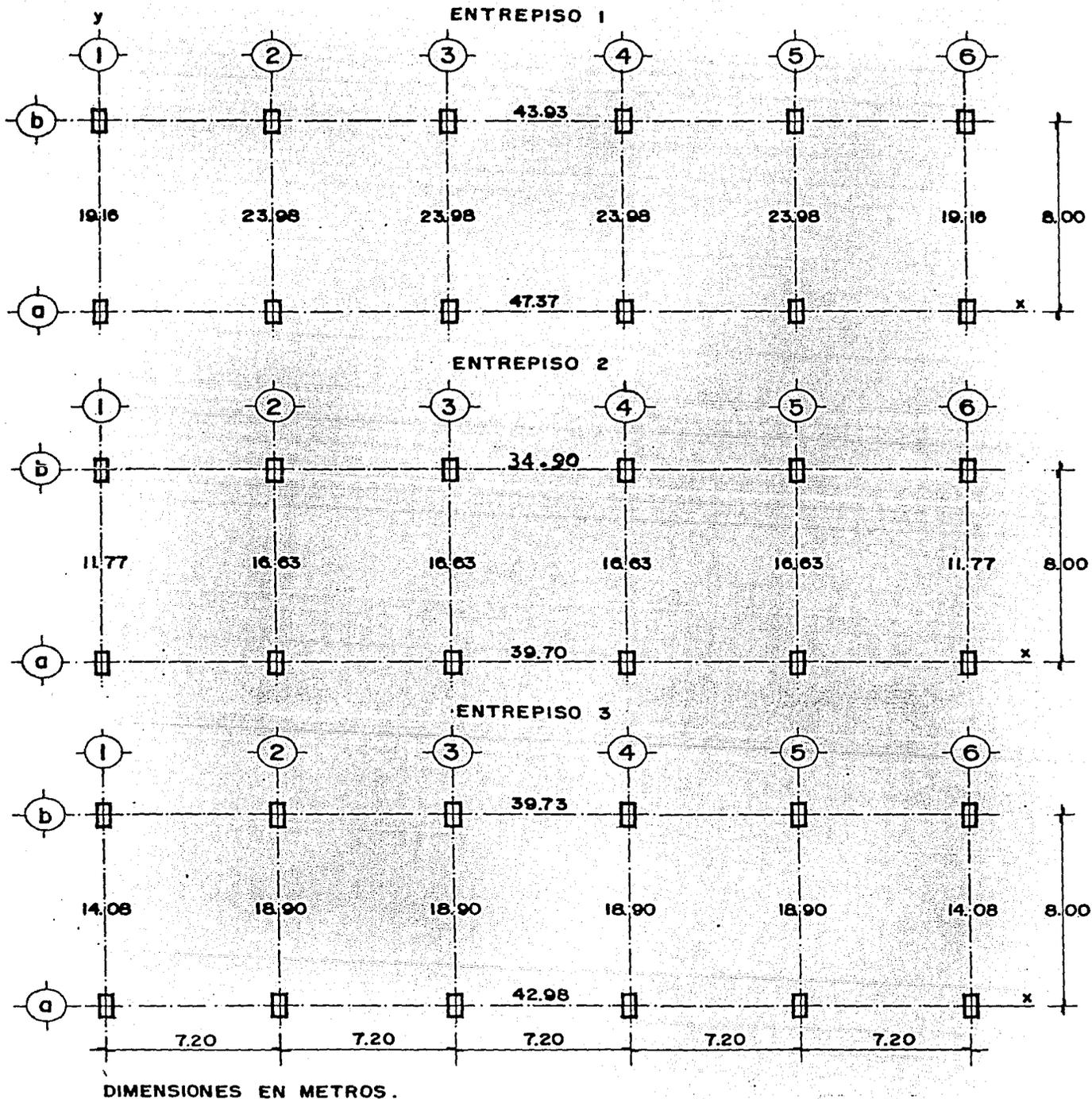


FIG. 4.3 RIGIDECES DE ENTREPISO (TON/CM)

Entrepiso 2.

$$x_r = 18.00 \text{ m.}$$

$$y_r = 3.74 \text{ m.}$$

Entrepiso 3.

$$x_r = 18.00 \text{ m.}$$

$$y_r = 3.85 \text{ m.}$$

c) Periodo fundamental.

A fin de indagar si es posible alguna disminuci3n en el valor del coeficiente sismico, se calcul3 el periodo fundamental de la estructura, T, en cada direcci3n; se utiliz3 la ecuaci3n que se presenta en el art. 240 del titulo IV del Reglamento D.F. 76:

$$T = 6.3[\sum W_i(x_i)^2 / (g)\sum P_i x_i]^{1/2}$$

donde:

- W_i peso de la masa i.
- P_i fuerza horizontal que actúa en la masa i, de acuerdo con el procedimiento en que no se estima el periodo.
- x_i desplazamiento correspondiente en la direcci3n de P_i .
- g aceleraci3n de la gravedad.

El c3lculo de T se presenta en las siguientes tablas.

Direcci3n x.

Nivel o Entrepiso	W_i (ton)	P_i (ton)	V_i (ton)	K_i^* (ton/cm)	V_i/K_i (cm)	x_i (cm)	$W_i x_i^2$ (ton-cm)	$P_i x_i$ (ton-cm)
3	450.792	43.397	43.397	82.62	0.525	2.384	2562.056	103.458
2	419.162	26.901	70.298	74.60	0.942	1.859	1448.574	50.009
1	419.162	13.450	83.748	91.30	0.917	0.917	352.469	12.334
Sumas							4363.099	165.801

$$T = 6.3[4363.099/981(165.801)]^{1/2} = 1.032 \text{ seg.}$$

Dirección y.

Nivel o Entrepiso	W_i (ton)	P_i (ton)	V_i (ton)	K_i (ton/cm)	V_i/K_i (cm)	x_i (cm)	$W_i x_i$ (ton-cm)	$P_i x_i$ (ton-cm)
3	450.792	43.397	43.397	103.76	0.418	1.825	1501.419	79.200
2	419.162	26.901	70.298	90.06	0.780	1.407	829.794	37.850
1	419.162	13.450	83.748	134.24	0.624	0.624	163.212	8.393
Sumas							2494.425	125.443

* K_i es la suma de rigideces de entrepiso, para el entrepiso en estudio, en la dirección considerada.

$$T = 6.3[2494.425/981(125.443)]^{1/2} = 0.897 \text{ seg.}$$

Para estos valores del periodo fundamental, en el espectro de diseño del R.D.F. se observa que no es posible disminuir el coeficiente sísmico.

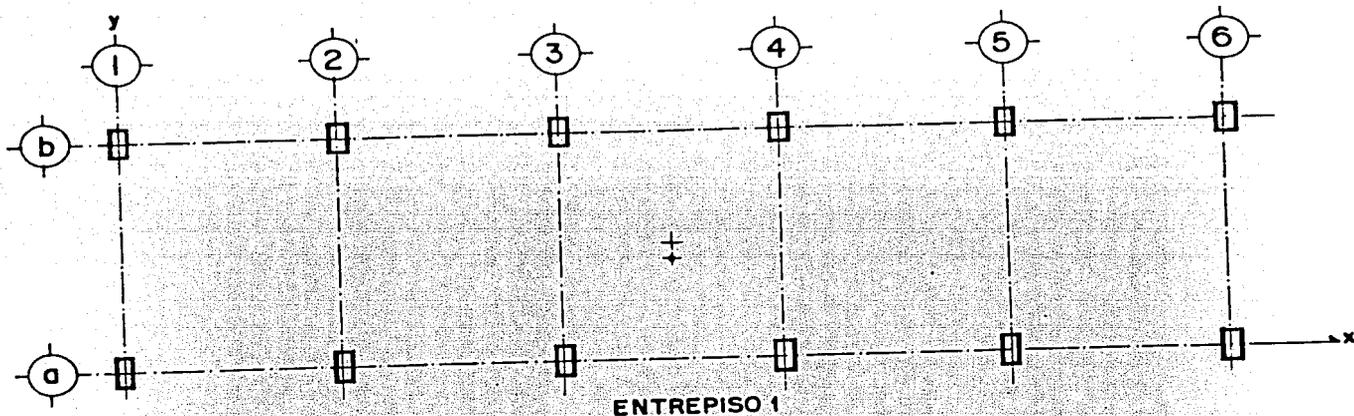
d) Distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso.

Las fuerzas cortantes de entrepiso se distribuyeron entre los marcos resistentes sumando a la acción directa la de torsión más desfavorable. Para considerar los efectos de torsión, la posición horizontal de cada fuerza cortante (x_{iv} , y_{iv}) se obtuvo con ayuda de la tabla siguiente, en la cual, las coordenadas de los centros de masas (\bar{x}_i , \bar{y}_i) se calcularon atendiendo a la ubicación de las cargas verticales (muerta y viva reducida) en cada nivel.

Nivel	Entrepiso	P_{ix} (ton)	V_{ix} (ton)	\bar{v}_i (m)	$P_{ix}\bar{v}_i$ (ton-m)	$\Sigma P_{ix}\bar{v}_i$ (ton-m)	v_{iv} (m)
3		43.397		3.90	169.248	169.248	
	3		43.397				3.90
2		26.901		2.94	79.089	248.337	
	2		70.298				3.53
1		13.450		2.94	39.543	287.880	
	1		83.748				3.44

Nivel	Entrepiso	P_{iy} (ton)	V_{iy} (ton)	\bar{x}_i (m)	$P_{iy}\bar{x}_i$ (ton-m)	$\Sigma P_{iy}\bar{x}_i$ (ton-m)	x_{iv} (m)
3		43.397		18.00	781.146	781.146	
	3		43.397				18.00
2		26.901		17.96	483.142	1264.288	
	2		70.298				17.98
1		13.450		17.96	241.562	1505.850	
	1		83.748				17.98

A continuación se presenta la secuencia de distribución de las fuerzas en el primer entrepiso; para los dos restantes es similar. Se obtuvieron por separado los efectos de los componentes x e y del movimiento del terreno con el fin de combinar los efectos de los componentes como lo requiere el Reglamento.



+ Centro de rigidez : $x_r = 18.00 \text{ m.}; y_r = 3.85 \text{ m.}$
 + Posición de la fuerza cortante: $x_{lv} = 17.98 \text{ m.}; y_{lv} = 3.44 \text{ m.}$

Excentricidades calculadas (para torsión de entrepiso).

$$e_{sx} = 18.00 - 17.98 = 0.00 \text{ m.}$$

$$e_{sy} = 3.85 - 3.44 = 0.41 \text{ m.}$$

Excentricidades de diseño.

$$e_1 = 1.5e_s + 0.1b \quad \text{ó} \quad e_2 = e_s - 0.1b$$

$$e_{x1} = 0.1(36) = 3.60 \text{ m.}$$

$$e_{x2} = -0.1(36) = -3.60 \text{ m.}$$

$$e_{y1} = 1.5(0.41) + 0.1(8) = 1.42 \text{ m.}$$

$$e_{y2} = 0.41 - 0.1(8) = -0.39 \text{ m.}$$

Cortantes a distribuir.

$$V_x = V_y = 83.748 \text{ ton.}$$

Los subíndices de los momentos torsionantes (Mt), que aparecen a continuación, indican la dirección x ó y de la fuerza cortante que los provoca y la excentricidad 1 ó 2 según corresponda.

$$Mt_{x1} = V_x e_{y1} = 83.748(1.42) = 118.923 \text{ ton-m.}$$

$$Mt_{x2} = -32.662 \text{ ton-m.}$$

$$Mt_{y1} = 301.494 \text{ ton-m.}$$

$$Mt_{y2} = -301.494 \text{ ton-m.}$$

Para la distribución de efectos por torsión, se aplicó la ec. 4.12 (ref. 3). Para un marco paralelo al eje x se tiene:

$$V_i = R_{jx} y_{jr} Mt/J \dots \dots \dots (4.12)$$

donde:

$$J = \sum R_{jx} (y_{jr})^2 + \sum R_{jy} (x_{jr})^2$$

siendo:

x_{jr} , y_{jr} distancia de los elementos resistentes respecto al centro de rigidez.

El valor de J es:

$$J = 43.93(4.15)^2 + 47.37(3.85)^2 + 2[19.16(18.00)^2 + 23.98(10.80)^2 + 23.98(3.60)^2]$$

$$J = 20\,090 \text{ ton-m}^2/\text{cm.}$$

Efectos de los componentes del movimiento del terreno.

I. Componente x del movimiento.

Efectos en los marcos a y b.

Cortante directa (expresión 4.11 de la ref. 3):

$$V_i = R_{jx} V_x / \sum R_{jx} \dots \dots \dots (4.11)$$

$$V_a = 47.37(83.748) / (43.93 + 47.37) = 43.452 \text{ ton.}$$

$$V_b = 40.296 \text{ ton.}$$

Cortante por torsión con Mt_{x1} debida a e_{y1} (expresión 4.12 de la ref. 3):

$$V_i = R_{jx} y_{jr} Mt/J \dots \dots \dots (4.12)$$

$$V_a = 47.37(3.85)(118.923) / 20090 = 1.080 \text{ ton}$$

$$V_b = 1.079 \text{ ton.}$$

Cortante por torsión con Mt_{x2} debida a e_{y2} :

$$V_a = 47.37(3.85)(-32.662)/20090 = -0.296 \text{ ton.}$$

$$V_b = -0.296 \text{ ton.}$$

Efecto en los marcos 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

Cortante por torsión con Mt_{x1} debida a e_{y1} :

$$V_i = R_{jy} \times j_r^{Mt/J} \dots \dots \dots (4.12)$$

$$V_1 = V_6 = 19.16(18.00)(118.923)/20090 = 2.042 \text{ ton.}$$

$$V_2 = V_5 = 1.533 \text{ ton.}$$

$$V_3 = V_4 = 0.511 \text{ ton.}$$

Cortante por torsión con Mt_{x2} debida a e_{y2} :

$$V_1 = V_6 = 19.16(18.00)(-32.662)/20090 = -0.561 \text{ ton.}$$

$$V_2 = V_5 = -0.421 \text{ ton.}$$

$$V_3 = V_4 = -0.140 \text{ ton.}$$

II. Componente y del movimiento del terreno.

Efecto en los marcos 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

Cortante directa.

$$V_i = R_{jy} \times j_r / \sum R_{jy} \dots \dots \dots (4.11)$$

$$V_1 = V_6 = 19.16(83.748)/[2(19.16)+4(23.98)] = 11.953 \text{ ton}$$

$$V_2 = V_3 = V_4 = V_5 = 14.960 \text{ ton.}$$

Cortante por torsión con Mt_{y1} debida a e_{x1} :

$$V_i = R_{jy} \times j_r^{Mt/J} \dots \dots \dots (4.12)$$

$$V_1 = V_6 = 19.15(18.00)(301.494)/20090 = 5.176 \text{ ton.}$$

$$V_2 = V_5 = 3.887 \text{ ton.}$$

$$V_3 = V_4 = 1.296 \text{ ton.}$$

Cortante por torsión con Mt_{y2} debida a e_{x2} :

$$V_1 = V_6 = 19.16(18.00)(-301.494)/20090 = -5.176 \text{ ton.}$$

$$V_2 = V_5 = -3.887 \text{ ton.}$$

$$V_3 = V_4 = -1.296 \text{ ton.}$$

Efectos en los marcos a y b.

Cortante por torsión con Mt_{y1} debida a e_{x1} :

$$V_i = R_{jx} y_{jr} Mt/J \dots \dots \dots (4.12)$$

$$V_a = 47.37(3.85)(301.494)/20090 = 2.737 \text{ ton.}$$

$$V_b = 2.736 \text{ ton.}$$

Cortante por torsión con Mt_{y2} debida a e_{x2} :

$$V_a = 47.37(3.85)(-301.494)/20090 = -2.737 \text{ ton.}$$

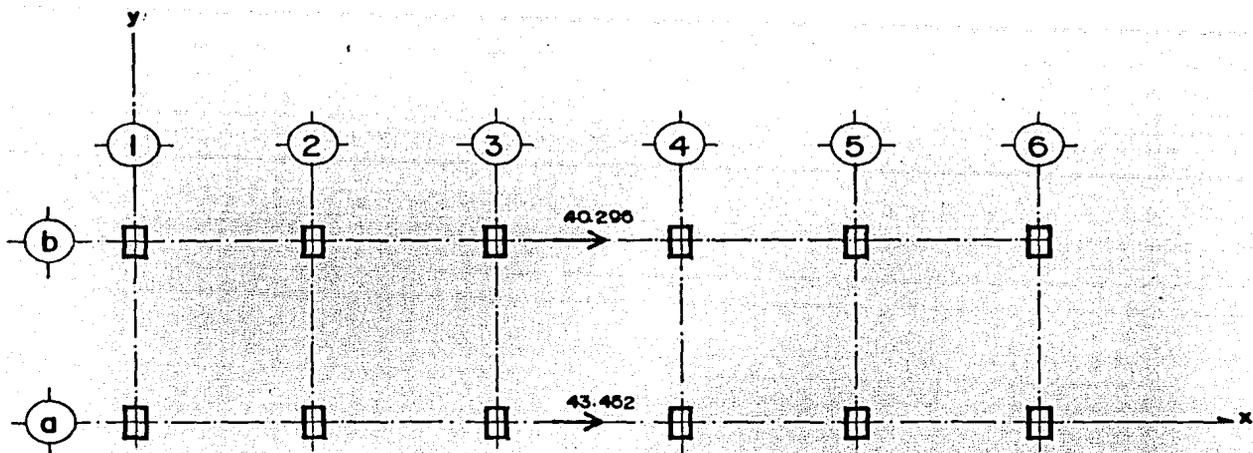
$$V_b = -2.736 \text{ ton.}$$

Con base en los resultados anteriores y las figs. 4.4 y 4.5, a continuación se determina cuales son los marcos más desfavorables en cada dirección, es decir aquellos donde es máxima la fuerza cortante debida a la acción directa y a la torsión.

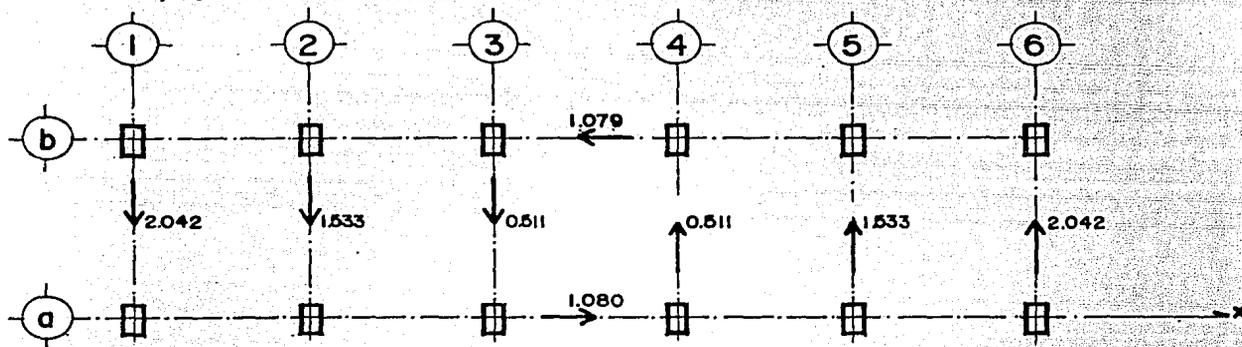
Los resultados de la distribución para todos los entresijos se presentan en la siguiente tabla:

Entresijo	Marco eje	Efecto* del componente x		Efecto* del componente y	
		Directa	Torsión	Directa	Torsión
1	a	43.452	1.080		2.737
	b	40.296	0.296		2.736
	1,6		2.042	11.953	5.176
	2,5		1.533	14.960	3.887
	3,4		0.511	14.960	1.296
2	a	37.410	0.891		2.863
	b	32.887	0.470		2.866
	1,6		1.271	9.187	4.085
	2,5		1.077	12.981	3.463
	3,4		0.359	12.981	1.154
3	a	22.528	0.374		1.681
	b	20.868	0.373		1.679
	1,6		0.573	5.889	2.581
	2,5		0.462	7.905	2.078
	3,4		0.154	7.905	0.693

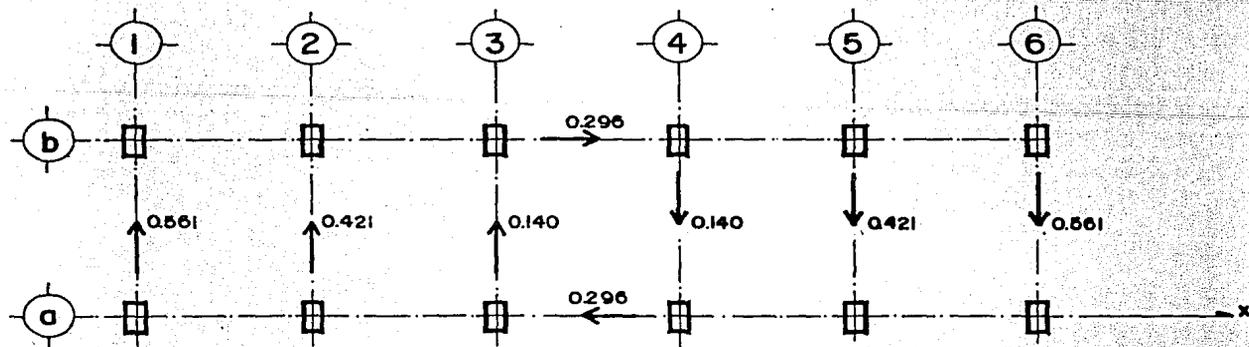
* Fuerzas en ton.



a) CORTANTE DIRECTA (TON).

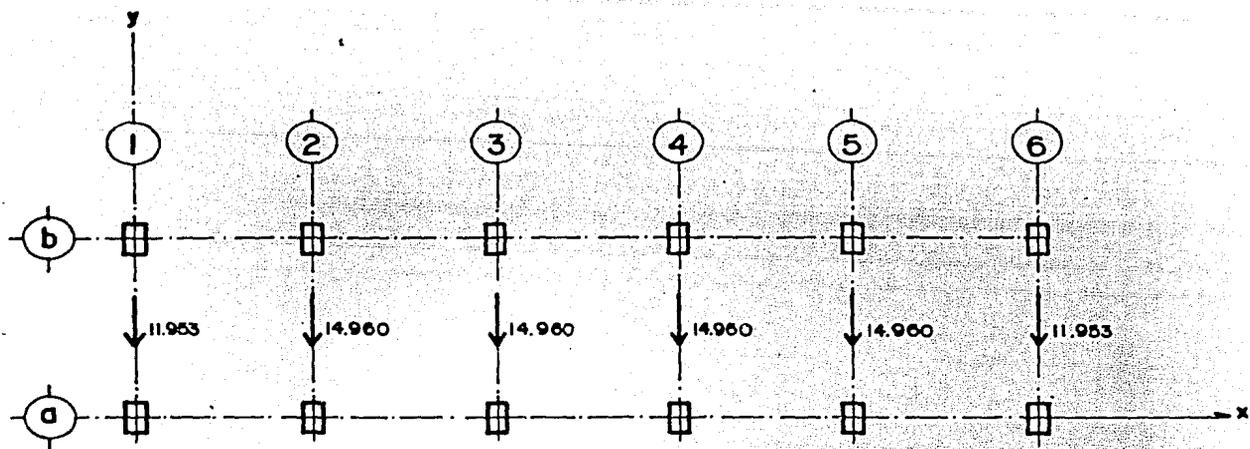


b) CORTANTE POR TORSION CON MT_{x1} (TON).

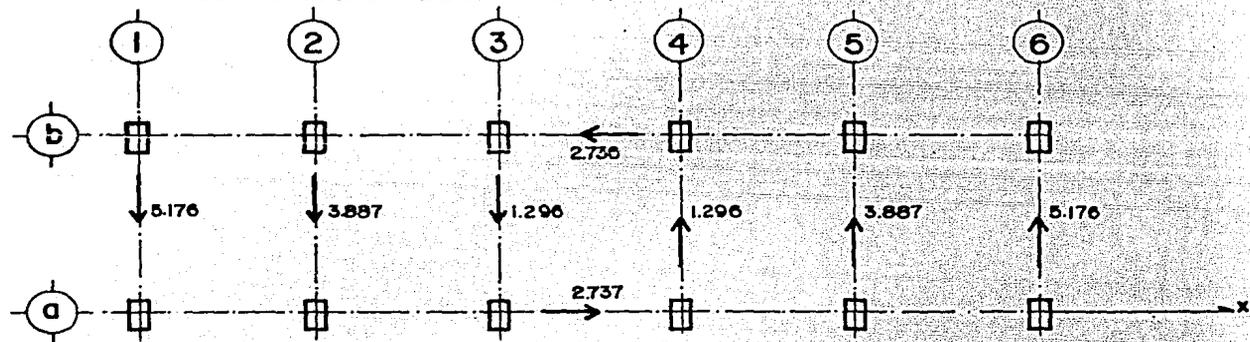


c) CORTANTE POR TORSION CON MT_{x2} (TON).

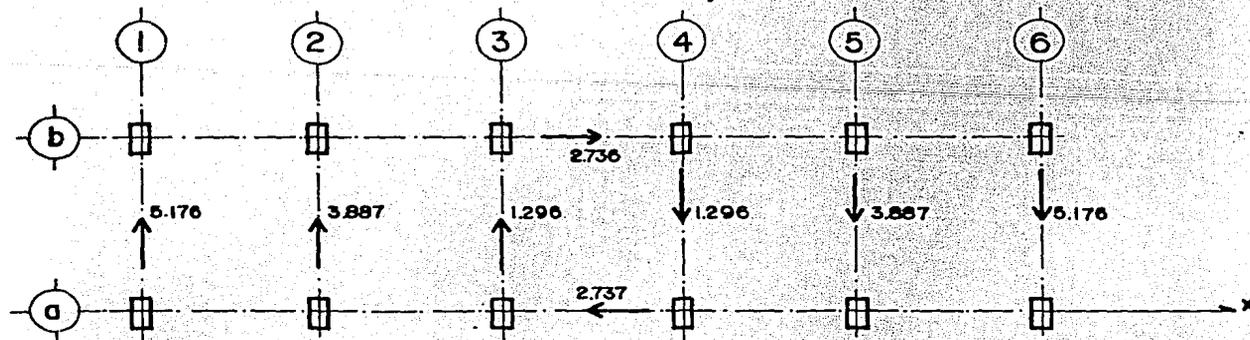
FIG. 4.4 FUERZAS CORTANTES DEBIDAS AL COMPONENTE X DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.



a) CORTANTE DIRECTA (TON).



b) CORTANTE POR TORSION CON MT_{y1} (TON).



c) CORTANTE POR TORSION CON MT_{y2} (TON).

FIG. 4.5 FUERZAS CORTANTES DEBIDAS AL COMPONENTE 'Y' DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.

De la tabla se deduce que los marcos de los ejes a y 2 son los más desfavorables para los componentes x e y del movimiento del terreno, respectivamente. Luego, por cargas laterales la columna mas desfavorable de la planta baja es la 2a. En los marcos a y 2, las fuerzas cortantes totales por entrepiso son:

Marco eje a.

Debidas al componente x:

$$V_1 = 43.452 + 1.080 = 44.532 \text{ ton.}$$

$$V_2 = 37.410 + 0.891 = 38.301 \text{ ton.}$$

$$V_3 = 22.528 + 0.374 = 22.902 \text{ ton.}$$

Debidas al componente y:

$$V_1 = 2.737 \text{ ton.}$$

$$V_2 = 2.863 \text{ ton.}$$

$$V_3 = 1.681 \text{ ton.}$$

Marco eje 2.

Debidas al componente x:

$$V_1 = 1.533 \text{ ton.}$$

$$V_2 = 1.077 \text{ ton.}$$

$$V_3 = 0.462 \text{ ton.}$$

Debidas al componente y:

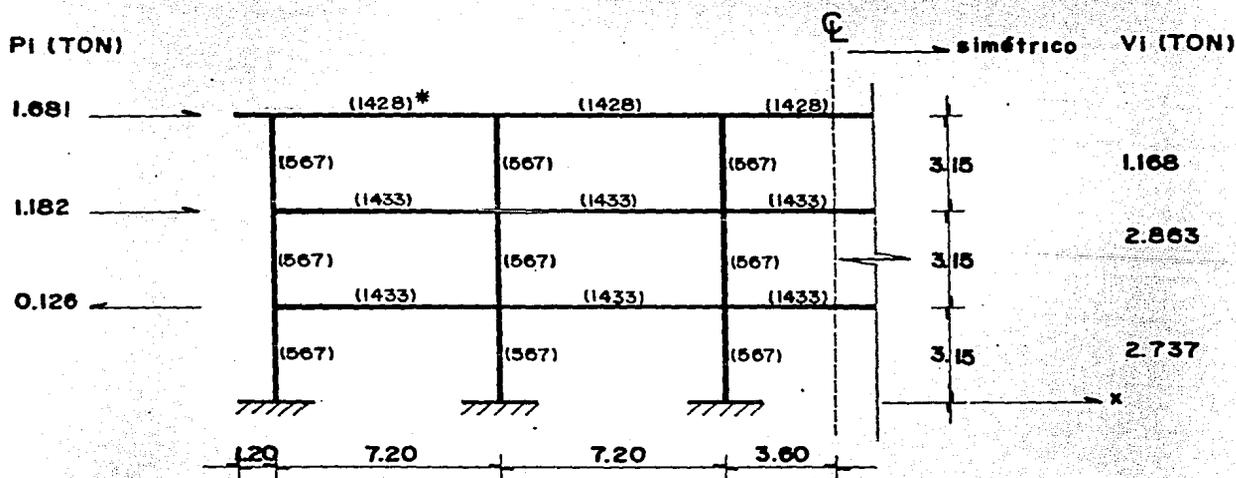
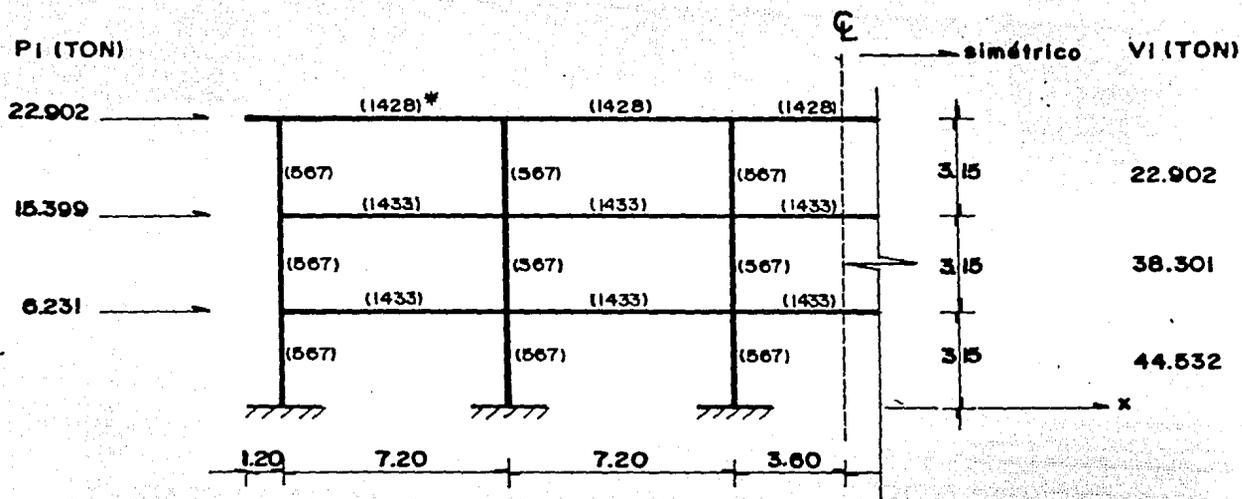
$$V_1 = 14.960 + 3.887 = 18.847 \text{ ton.}$$

$$V_2 = 12.981 + 3.463 = 16.444 \text{ ton.}$$

$$V_3 = 7.905 + 2.078 = 9.983 \text{ ton.}$$

Las fuerzas laterales y las rigideces relativas, I/L, aparecen en las figs. 4.6 y 4.7.

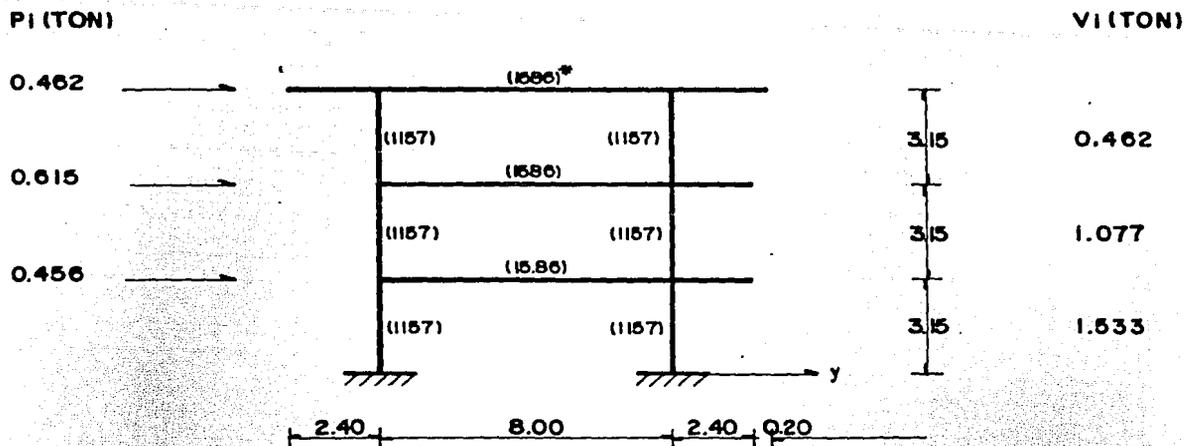
Se idealizaron los marcos que resultaron mas desfavorables por fuerza lateral (marcos a y 2). Al combinar con carga vertical, también resultaron mas desfavorables.



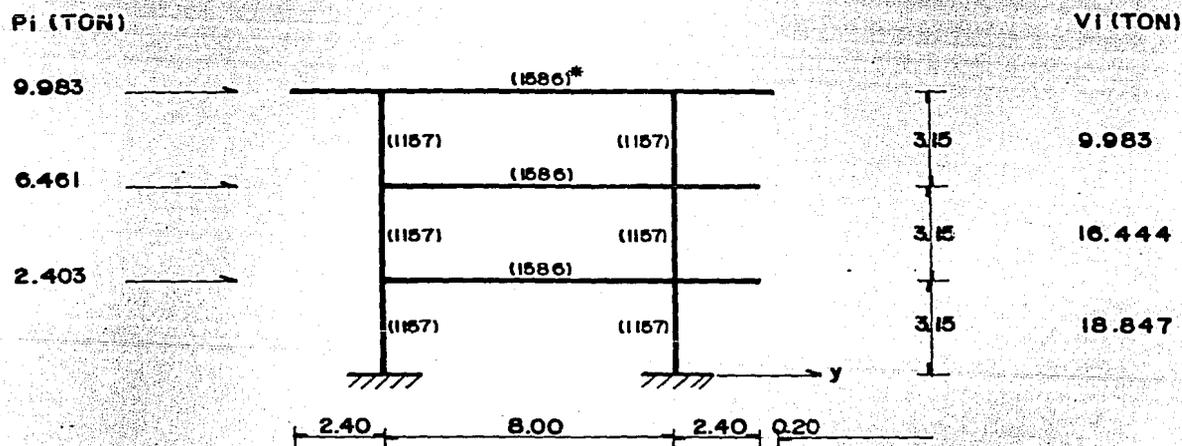
* VALORES I/L EN CM³

DIMENSIONES EN M.

FIG. 4.6 MARCO 0 EFECTOS DE LOS COMPONENTES X y Y DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.



a) COMPONENTE X



b) COMPONENTE Y

* VALORES I/L EN CM³.

DIMENSIONES EN M.

FIG. 4.7 MARCO 2 EFECTOS DE LOS COMPONENTES X y Y DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.

4.2.4 Idealización bajo cargas muerta y viva.

Las cargas verticales se asignaron a cada marco de acuerdo con las correspondientes áreas tributarias, según se indica en las figs. 4.8 y 4.9.

Cargas por metro cuadrado (kg/m^2).

Nivel 3.

Carga muerta	819.4
Carga viva máxima	100.0
Total	919.4

Carga muerta	819.4
Carga viva instantánea	70.0
Total	889.4

Niveles 2 y 1.

Carga muerta	688.4
Carga viva máxima (aulas)	300.0
Total (aulas)	988.4

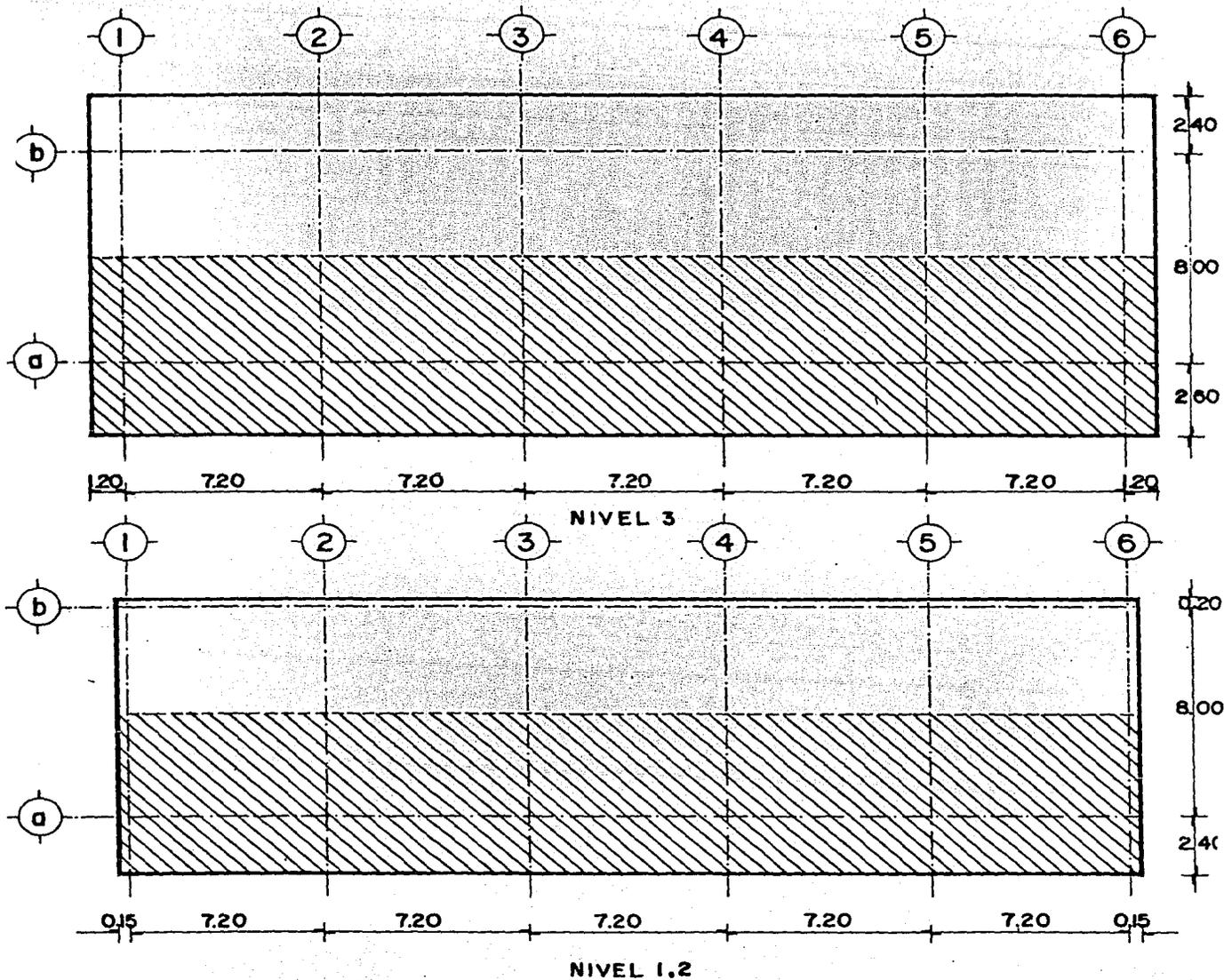
Carga muerta	688.4
Carga viva instantánea (aulas)	250.0
Total (aulas)	938.4

Carga muerta	688.4
Carga viva máxima (pasillos)	246.2
Total (pasillos)	934.6

Carga muerta	688.4
Carga viva instantánea (pasillos)	150.0
Total (pasillos)	838.4

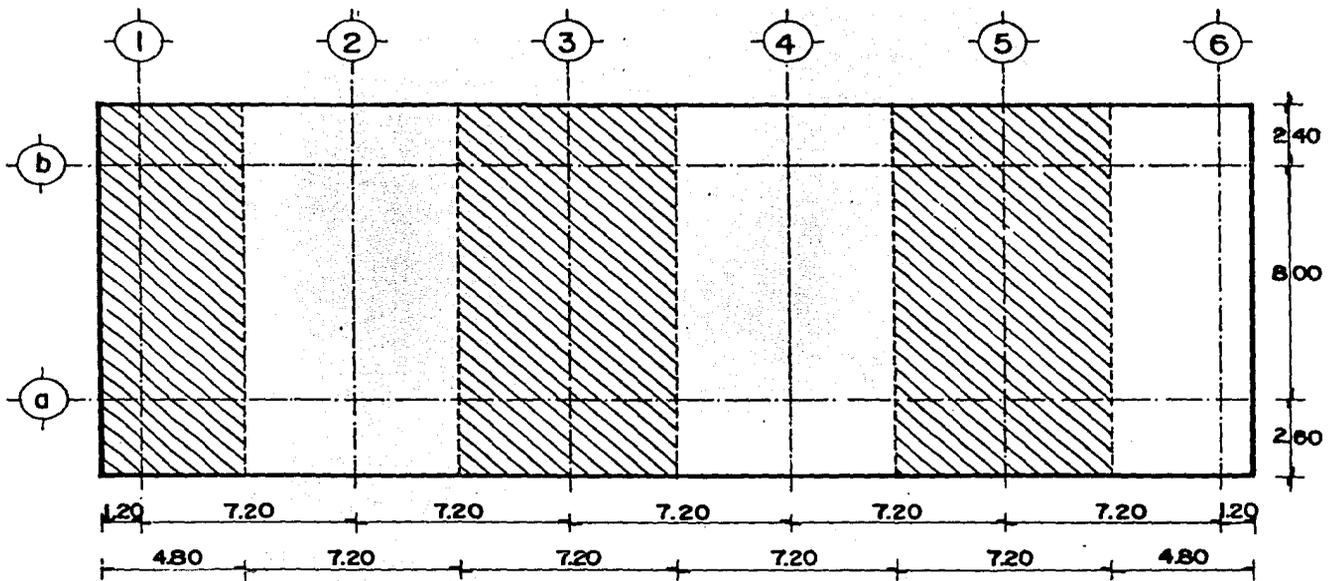
Cargas lineales (kg/m).

Muros en dirección paralela al lado largo	365.4
Muros en dirección paralela al lado corto	459.0
Barandal	288.0

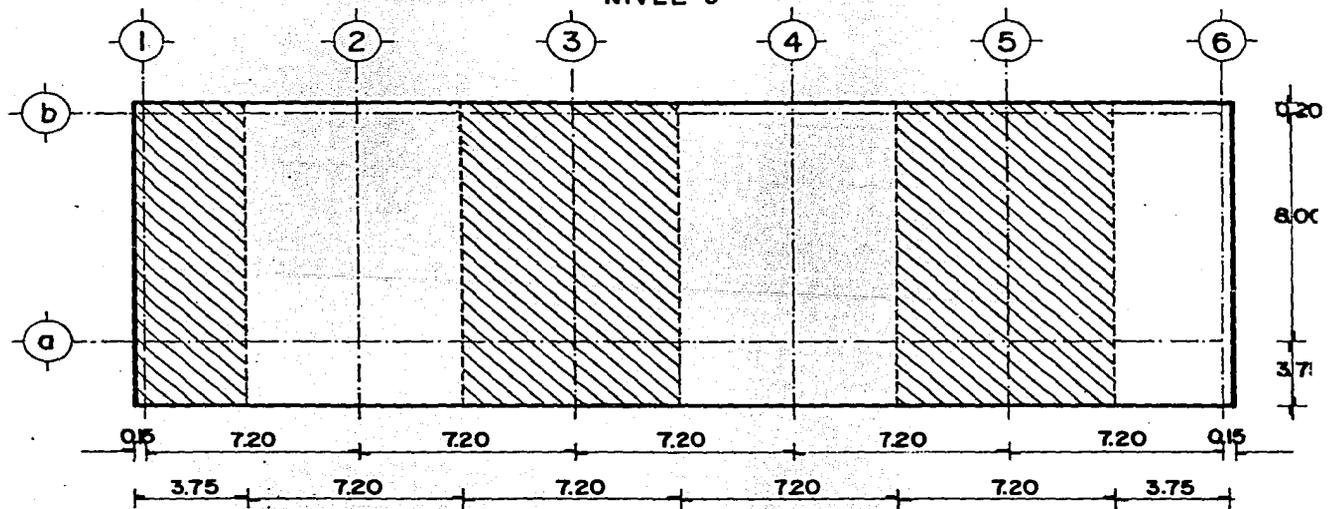


DIMENSIONES EN M.

FIG. 4.8 AREAS TRIBUTARIAS PARA LOS MARCOS EN LA DIRECCION LARGA.



NIVEL 3



NIVEL 1, 2

DIMENSIONES EN M.

FIG. 4.9 AREAS TRIBUTARIAS PARA LOS MARCOS EN LA DIRECCION CORTA.

Las condiciones de carga vertical de los marcos a y 2 se muestran en la fig. 4.10 en la que se incluyen las cargas actuantes y, entre paréntesis, las rigideces relativas, I/L.

Para el marco a, las cargas consideradas son:

a) Carga muerta más carga viva máxima.

$$\begin{aligned}
 w_1 &= 919.4(6.6) && = 6\ 068 \text{ kg/m.} \\
 w_2 &= 988.4(4.0)+934.6(2.4)+365.4+288 && = 6\ 850 \text{ " .} \\
 w_3 &= 988.4(4.0)+934.6(2.4)+365.4 && = 6\ 560 \text{ " .}
 \end{aligned}$$

b) Carga muerta más carga viva instantánea.

$$\begin{aligned}
 w_1 &= 889.4(6.6) && = 5\ 870 \text{ kg/m.} \\
 w_2 &= 938.4(4.0)+838.4(2.4)+365.4+288 && = 6\ 419 \text{ " .} \\
 w_3 &= 938.4(4.0)+838.4(2.4)+365.4 && = 6\ 131 \text{ " .}
 \end{aligned}$$

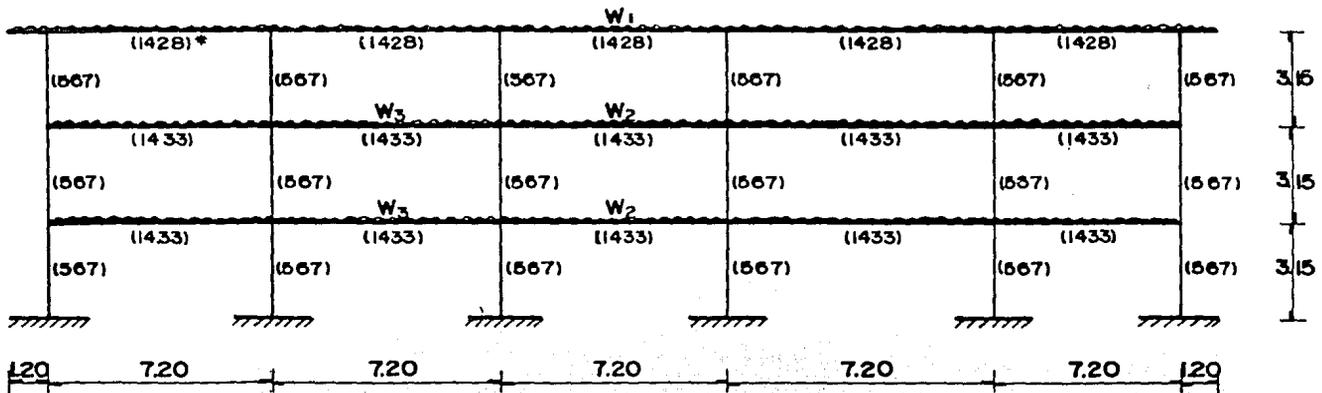
Para el marco 2:

a) Carga muerta más carga viva máxima.

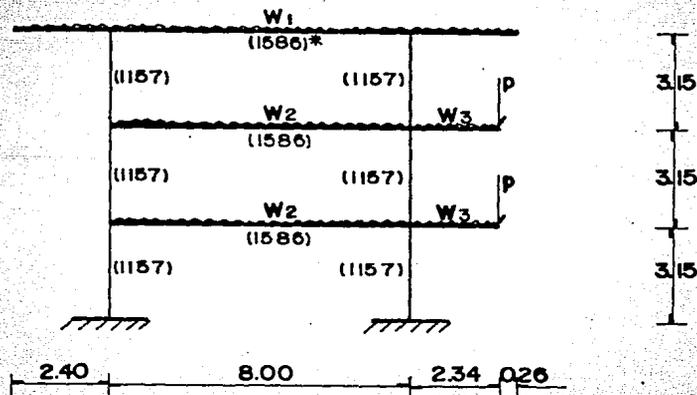
$$\begin{aligned}
 w_1 &= 919.4(7.2) && = 6\ 620 \text{ kg/m.} \\
 w_2 &= 988.4(7.2)+459 && = 7\ 575 \text{ " .} \\
 w_3 &= 934.6(7.2) && = 6\ 729 \text{ " .} \\
 P &= 3.6[288+0.4(0.06)(2400)] && = 1\ 244 \text{ kg.}
 \end{aligned}$$

b) Carga muerta más carga viva instantánea.

$$\begin{aligned}
 w_1 &= 889.4(7.2) && = 6\ 404 \text{ kg/m.} \\
 w_2 &= 938.4(7.2)+459 && = 7\ 215 \text{ " .} \\
 w_3 &= 838.4(7.2) && = 6\ 036 \text{ " .} \\
 P &= 3.6[288+0.4(0.06)(2400)] && = 1\ 244 \text{ kg.}
 \end{aligned}$$



a) MARCO 1



b) MARCO 2

* VALORES DE I/L EN CM^3

DIMENSIONES EN M.

FIG. 4.10 IDEALIZACION DE LOS MARCOS 1 y 2 BAJO CARGA VERTICAL.

De acuerdo con las áreas tributarias, la contribución de los muros que son perpendiculares al plano de los marcos debería aparecer como cargas concentradas sobre las columnas; estas cargas se han omitido en el análisis, pero se consideraron al revisar la resistencia de las columnas.

4.3 Análisis estructural.

El análisis de los marcos se realizó con ayuda del programa de computadora TABS (ref. 6).

Para la codificación de los datos de entrada, los marcos se idealizaron de modo que se formaran crujeas completas en todos los entrepisos; esto se logró agregando miembros de propiedades nulas. Por ejemplo, el marco 2 se idealizó como se observa en la figura 4.11, donde también aparece la nomenclatura utilizada (acorde con los requerimientos del formato de entrada).

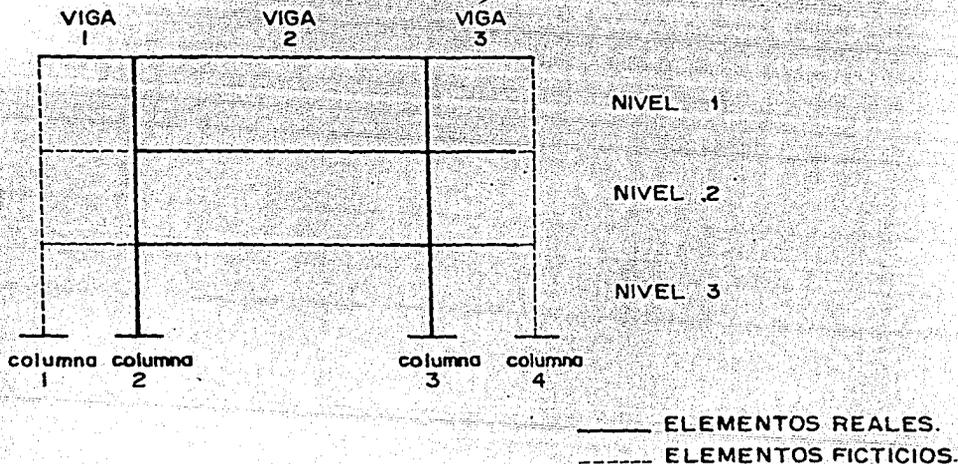


FIG. 4.11 IDEALIZACION Y NOMENCLATURA DEL MARCO 2.

En el programa se permiten cargas uniformemente distribuidas sobre las vigas de la estructura siempre que cubran la totalidad del claro, y también fuerzas y/o momentos concentrados sobre los nudos del sistema. Con estas posibilidades, si hay cargas diferentes a las uniformemente repartidas o que no cubran todo el claro, su efecto puede sustituirse por acciones de empotramiento actuando sobre los nudos.

Para la condición de carga vertical, las acciones sobre el marco se expresan como se observa en la fig. 4.12.

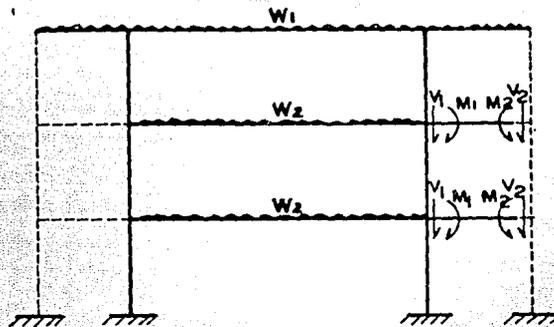


FIG. 4.12 MARCO EJE 2 ACCIONES DE CARGA VERTICAL PARA ANALISIS POR COMPUTADORA.

A continuación se presentan los datos codificados para el marco eje 2, así como algunos resultados que se obtuvieron del análisis para la condición de carga muerta más carga viva máxima.

Las fuerzas y momentos internos obtenidos son de nudo sobre barra y positivos cuando tienden a hacer girar la barra en sentido de las manecillas del reloj (momentos y fuerzas cortantes) o cuando son de tensión (cargas axiales).

Los diagramas de momento flexionante, fuerza cortante y fuerza normal se muestran en las figs. 4.13, 4.14 y 4.15, para carga muerta más carga viva máxima. Para el componente y del sismo se presentan en las figuras 4.16, 4.17 y 4.18, y para el componente x en las figs. 4.19, 4.20 y 4.21.

4.4 Revisión de la resistencia de la columna crítica.

De acuerdo con el inciso 4.2.3d) y con 4.2.4, la columna crítica en planta baja es la situada en los ejes 2 y a. En lo que sigue se presenta la revisión de su resistencia a flexocompresión.

La revisión de la resistencia se llevó a cabo para dos combinaciones con sus respectivos factores de carga:

- 1.) Carga muerta más carga viva máxima.
- 2.) Carga muerta más carga viva instantánea más sismo.

Los factores de carga se especifican en el art. 220 del Reglamento DDF-76. Para la primera combinación de cargas, en una estructura en la que puede "haber normalmente aglomeraciones de personas" el factor de carga debe ser 1.5. Para la segunda, 1.1.

Codificación de datos para análisis por computadora.

WORKFILE: MARCO/2/EDF (11/04/86)

1	3	1	1	0	0	1	MARCO EJE 2
1	TRES	315.0					
1	DOS	315.0					
1	UNO	315.0					
1	1.0						
240.0	1	4	1	3	0	MARCO EJE 2	
1	1	300.0	260.0	1	3	0	
1	1	1289	107.0	4.0	583.0	0.5	
1	1	1					0.06620
1	1	1					0.07575
1	1	380.575	8.766		335.441	3.224	
1	1	0.0	0.0		1300.0	0.0	MARCO EJE 2
1	1	1.0					

Resultados del análisis estructural del marco 2.

--- RESULTADOS DEL MARCO NO. 1 ---

MARCO TIPO = 1
MARCO TIPO = MARCO EJE 2

DESPLAZAMIENTOS LATERALES DEL MARCO

NIVEL	DESPLAZAMIENTO
3	0.5554790
2	0.3763511
1	0.1225343

FZA MIEMBROS	IDENTIF MARCO	MARCO EJE 2	MARCO TIPO 1
COL 2	CARGA 1	MOMENTO INF. 1083.197	FZA CORTANTE -4.552
3	1	-605.270	4.552
VIGA 2	CARGA 1	MOMENTO IZQ. 4333.340	
3	1	-2133.374	

FZA MIEMBROS	IDENTIF MARCO	MARCO EJE 2	MARCO TIPO 1
COL 2	CARGA 1	MOMENTO INF. 1300.043	FZA CORTANTE -3.423
3	1	-1371.457	3.423
VIGA 2	CARGA 1	MOMENTO IZQ. 4453.276	
3	1	-2133.374	

FZA MIEMBROS	IDENTIF MARCO	MARCO EJE 2	MARCO TIPO 1
COL 2	CARGA 1	MOMENTO INF. 944.059	FZA CORTANTE -6.844
3	1	-1039.442	6.844
VIGA 1	CARGA 1	MOMENTO IZQ. 1906.563	
2	1	-2850.619	
3	1	-2237.560	

MARCO NUMERO = 1
TIEMPO EMPLEADO = 0.12

TIEMPOS (SEGUNDOS)

FORMACION MATRIZ RIGIDEZ MARCOS	=	0.63
SOLUCION CARGAS ESTATICAS	=	0.10
FORMAS MODALES Y FRECUENCIAS	=	0.05
CALCULO DESPLAZAMIENTOS MARCOS	=	0.17
CAL E IMP AC MECANICAS DESPLAZAMIENTOS	=	0.98
TIEMPO TOTAL EMPLEADO	=	

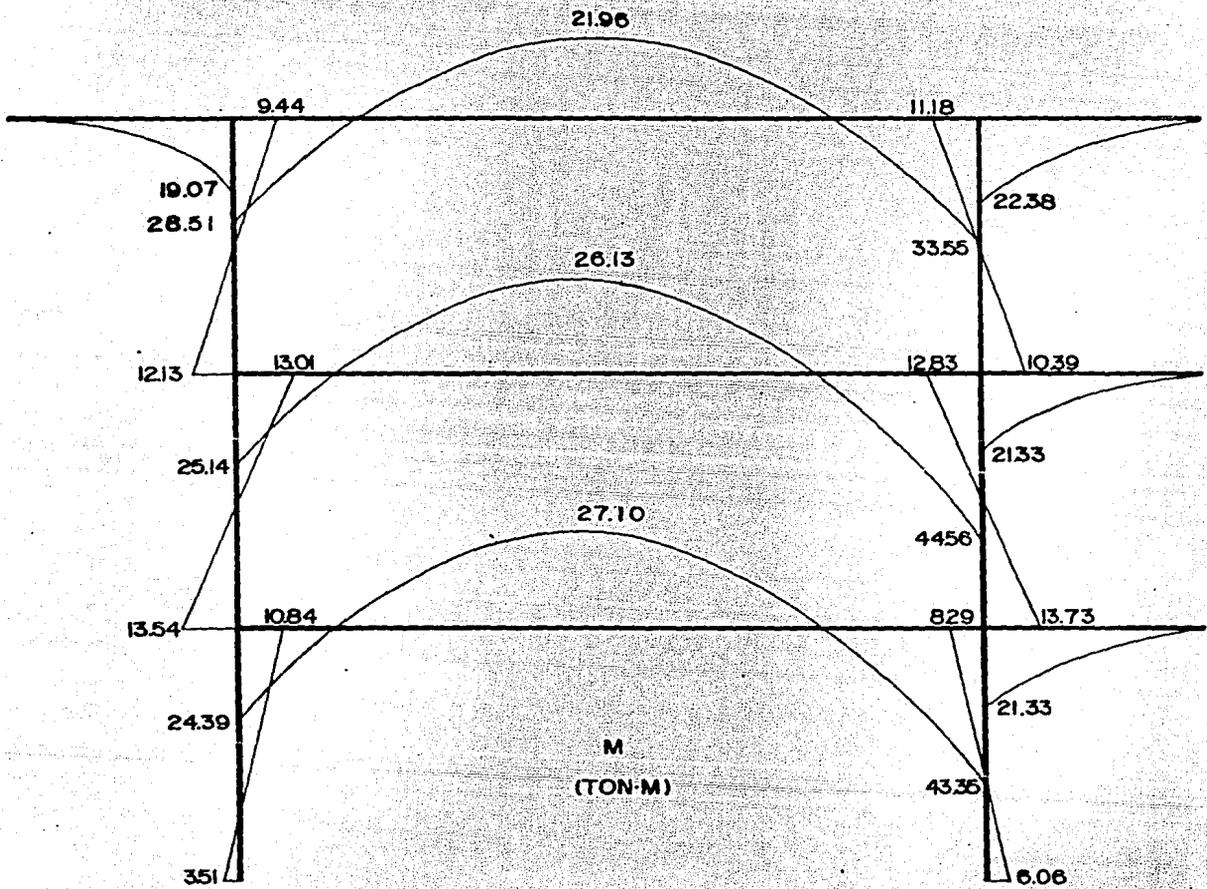


FIG. 4.13 MOMENTOS FLEXIONANTES EN EL MARCO 2, DEBIDOS A CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA MAXIMA.

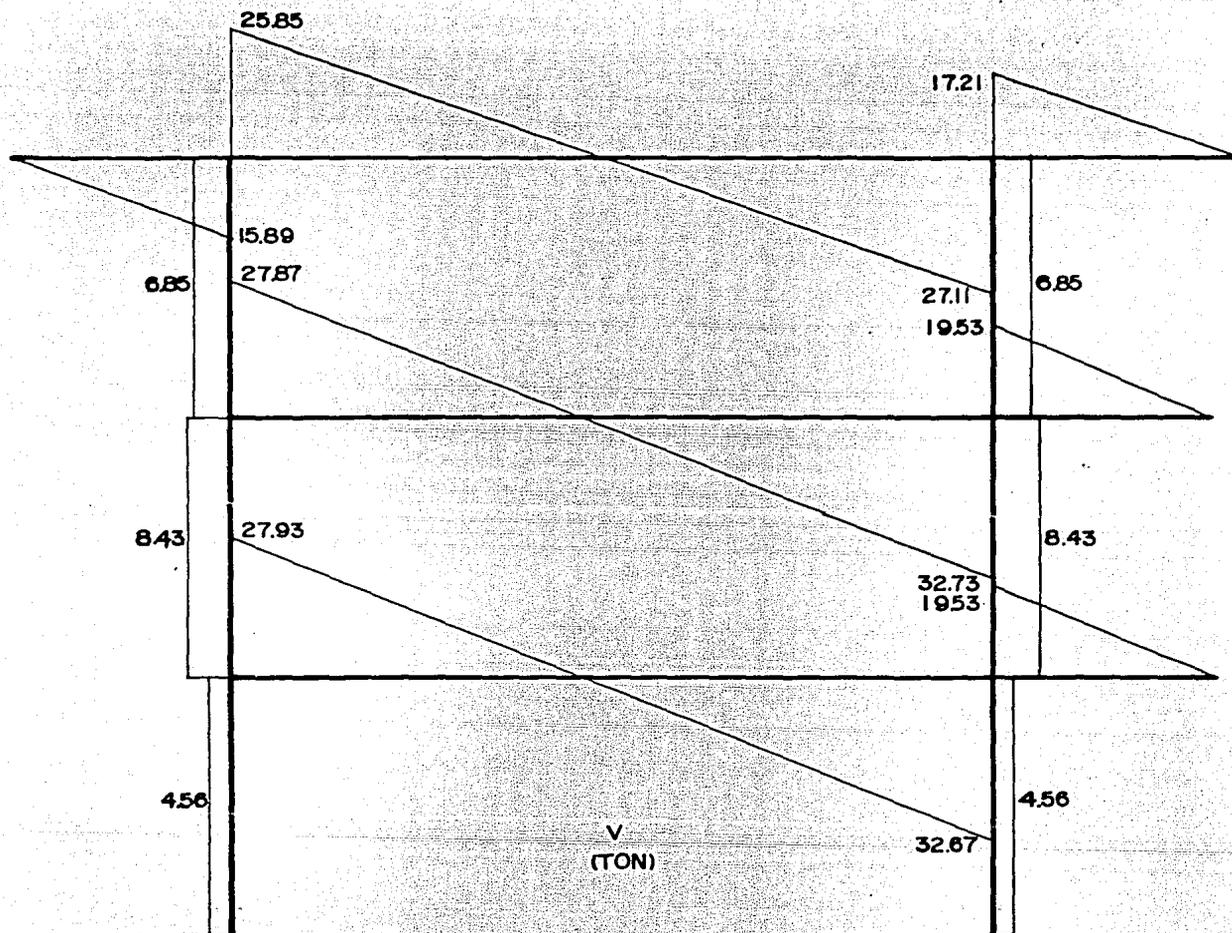


FIG. 4.14 FUERZAS CORTANTES EN EL MARCO 2, DEBIDAS A CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA MAXIMA.

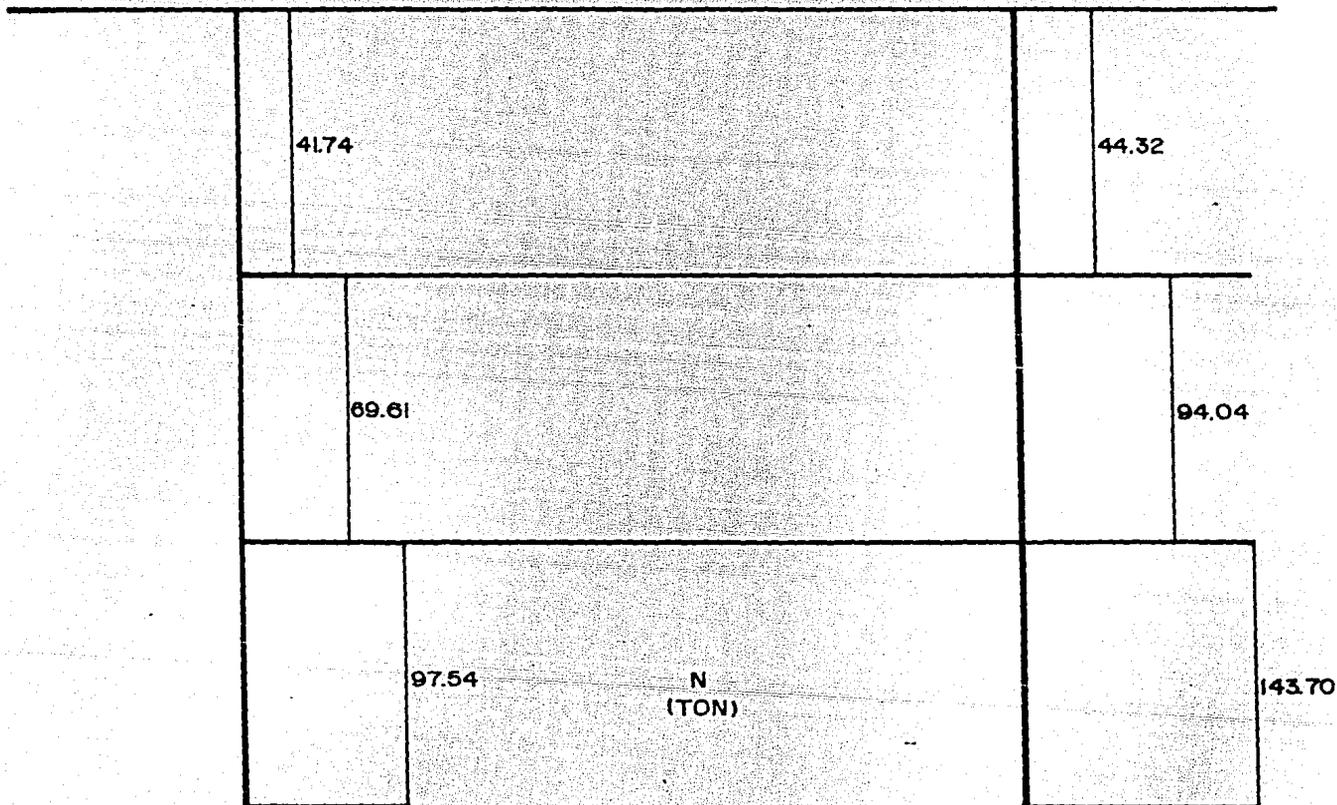


FIG. 4.15 FUERZAS NORMALES EN LAS COLUMNAS DEL MARCO 2. DEBIDAS A CARGA MUERTA MAS CARGA VIVA MAXIMA.

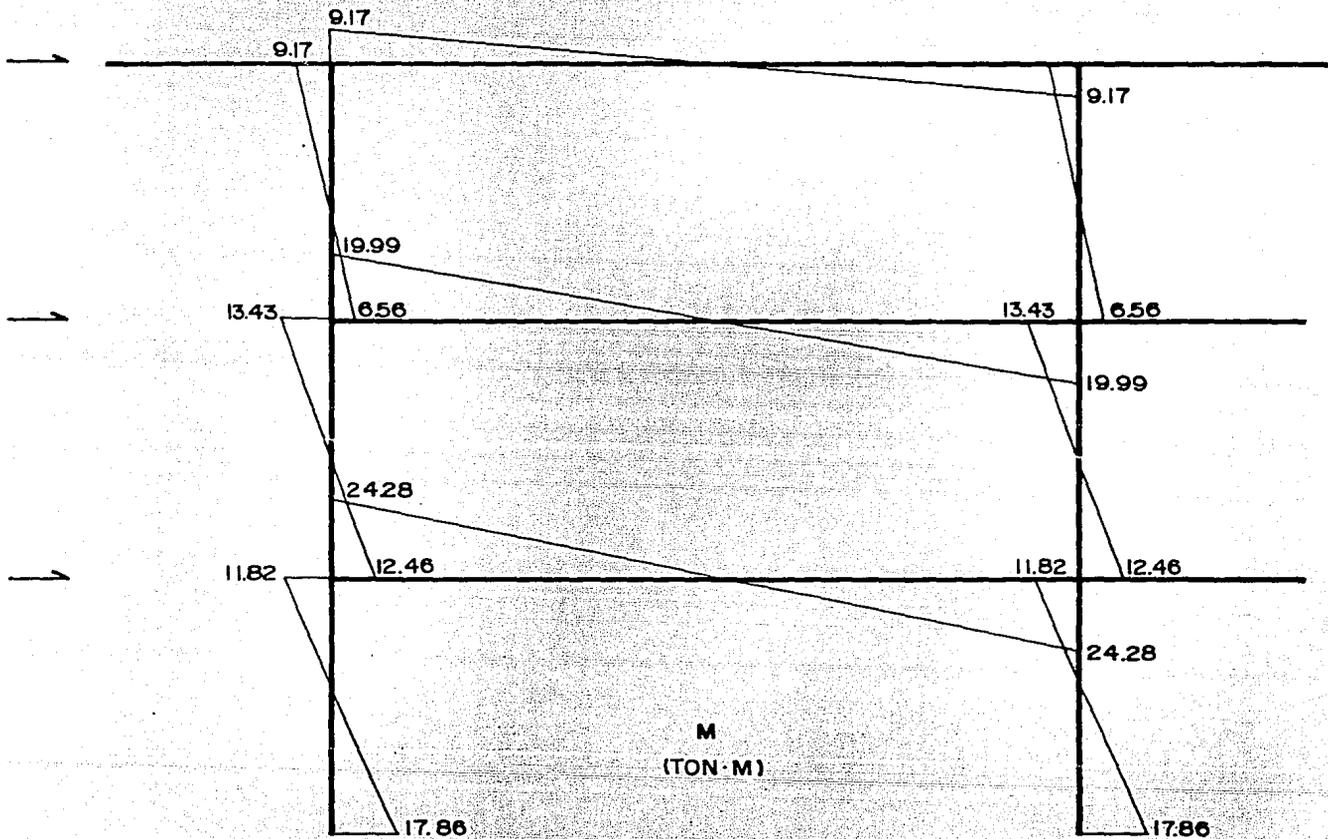


FIG. 4.16 MOMENTOS FLEXIONANTES EN EL MARCO 2 DEBIDOS AL COMPONENTE 'Y' DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.

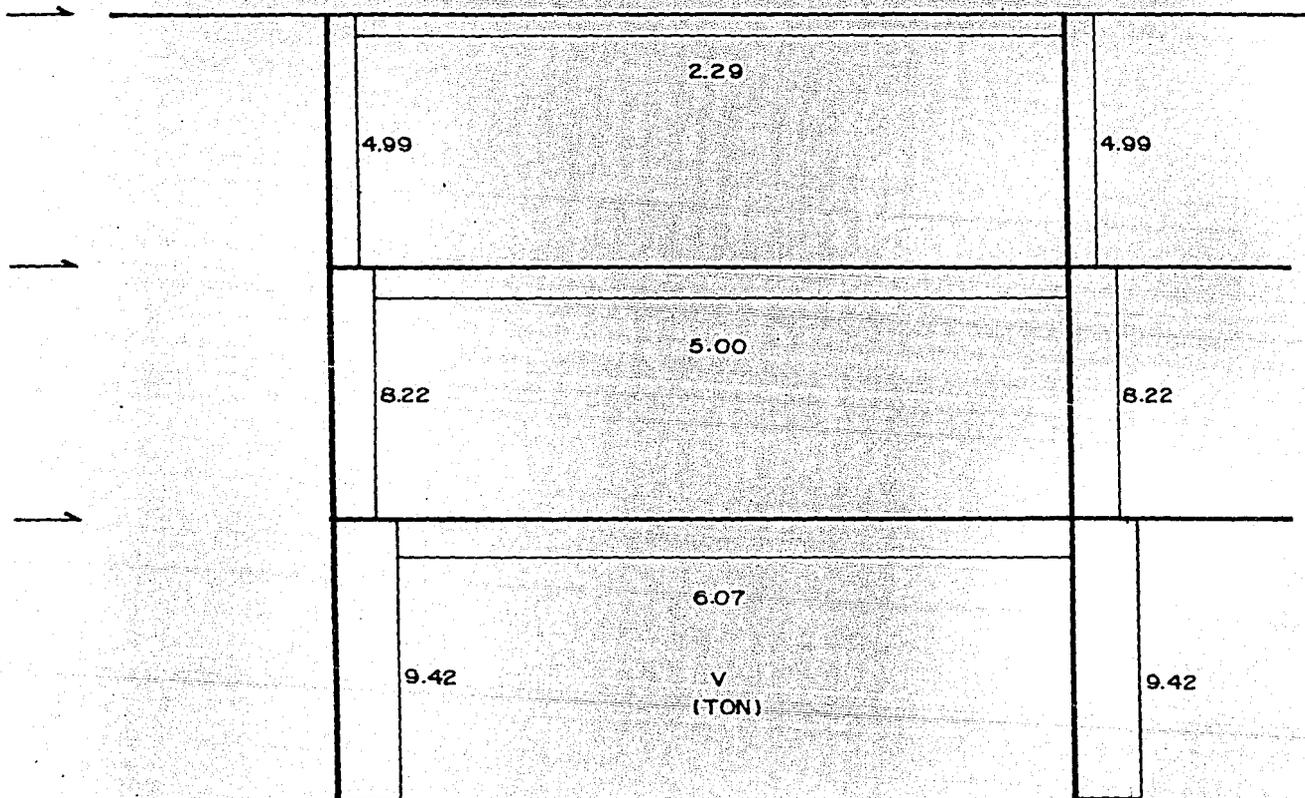


FIG. 4.17 FUERZAS CORTANTES EN EL MARCO 2, DEBIDAS AL COMPONENTE "Y" DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.

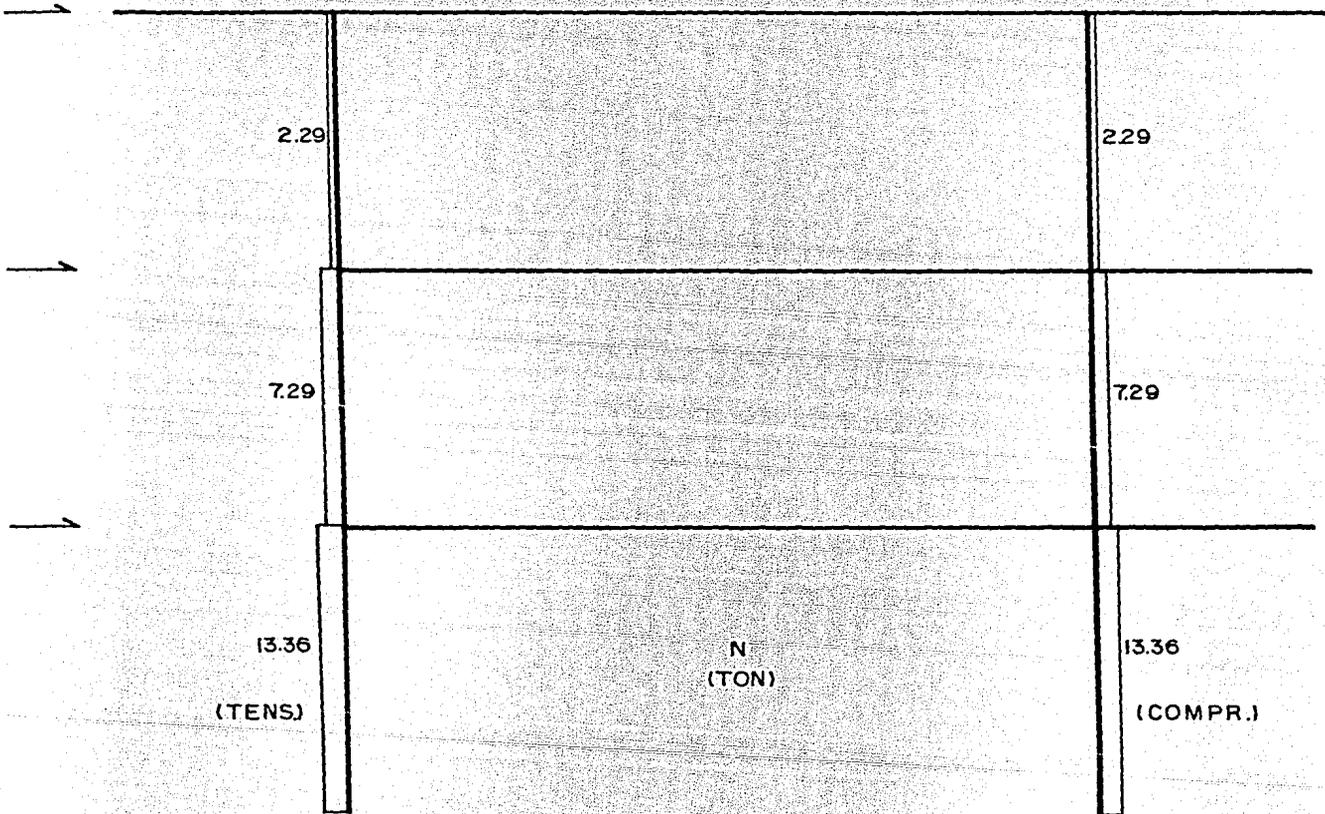


FIG. 4.18 FUERZAS NORMALES EN LAS COLUMNAS DEL MARCO 2, DEBIDAS AL COMPONENTE 'Y' DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.

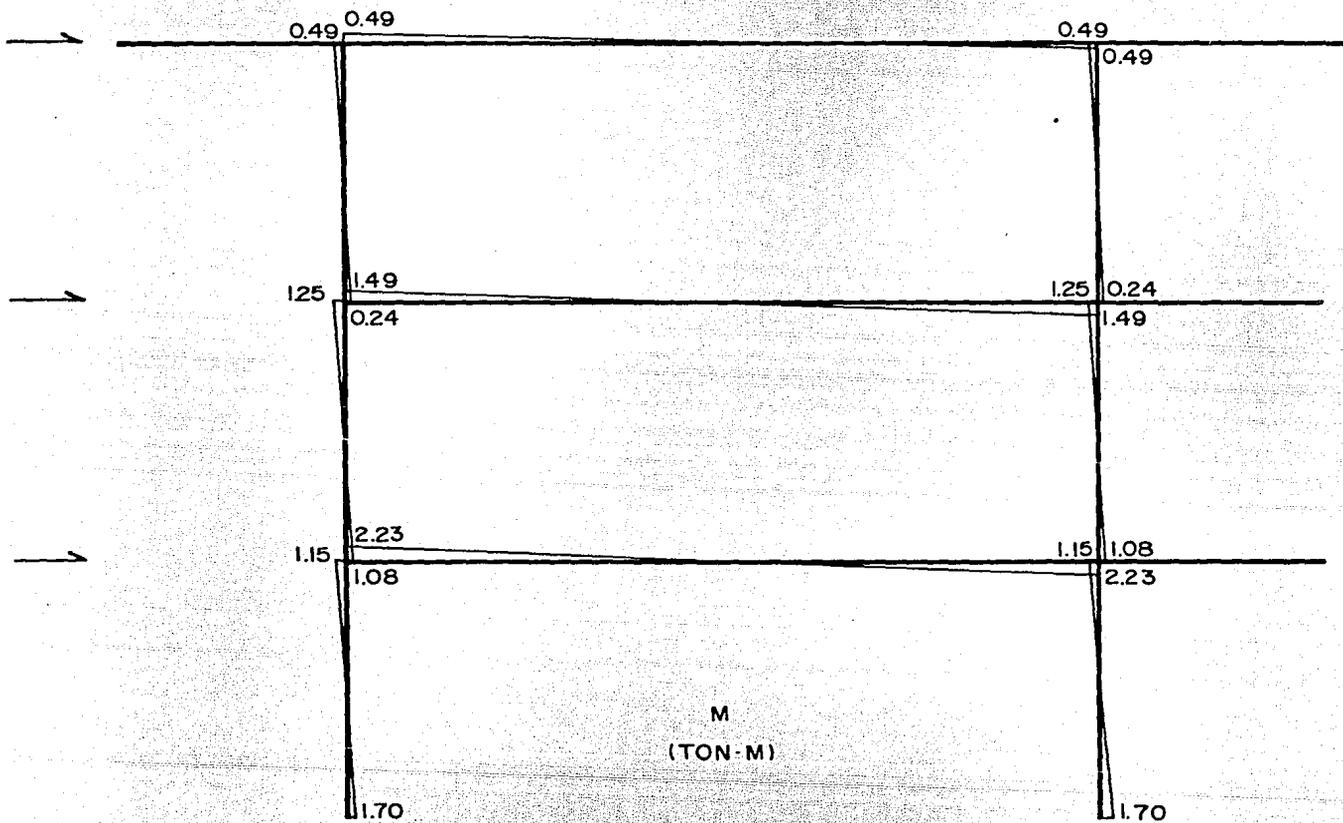


FIG. 4.19 MOMENTOS FLEXIONANTES EN EL MARCO 2, DEBIDOS AL COMPONENTE X DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.

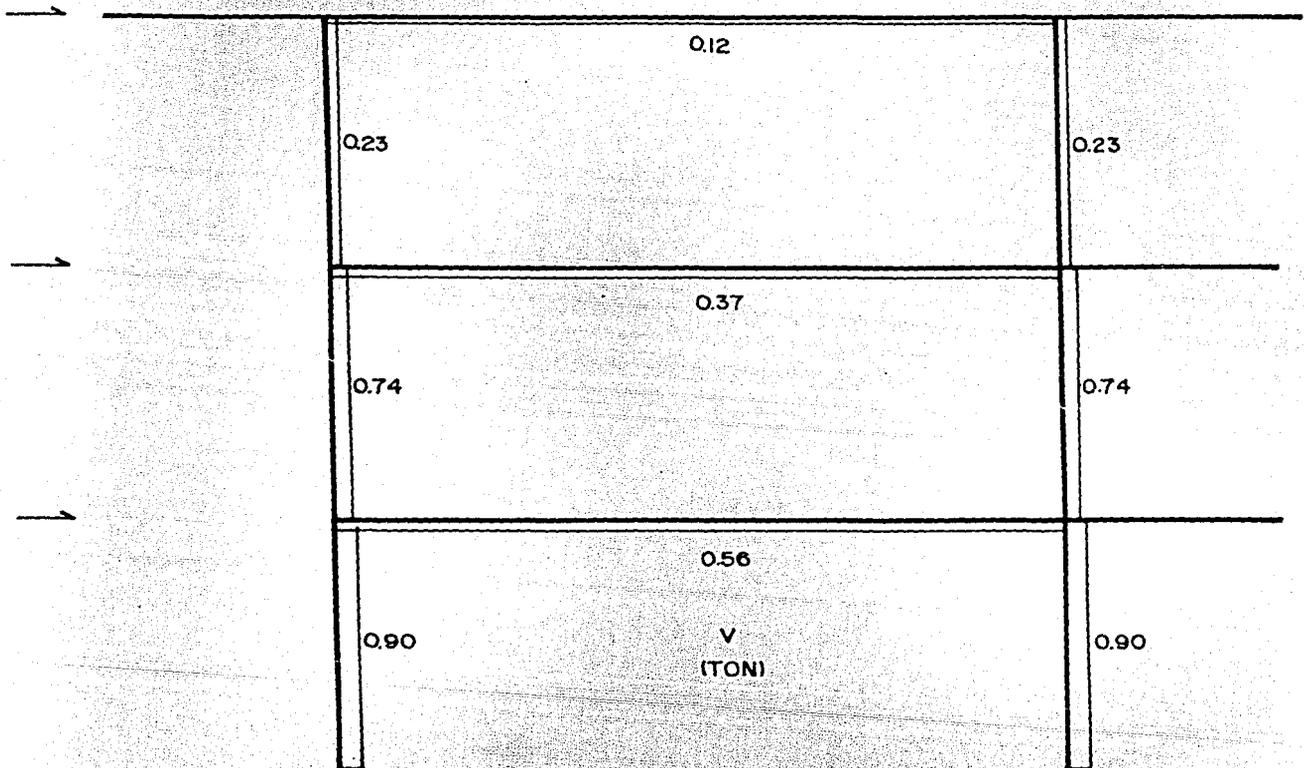


FIG. 4.20 FUERZAS CORTANTES EN EL MARCO 2, DEBIDAS AL COMPONENTE X DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.

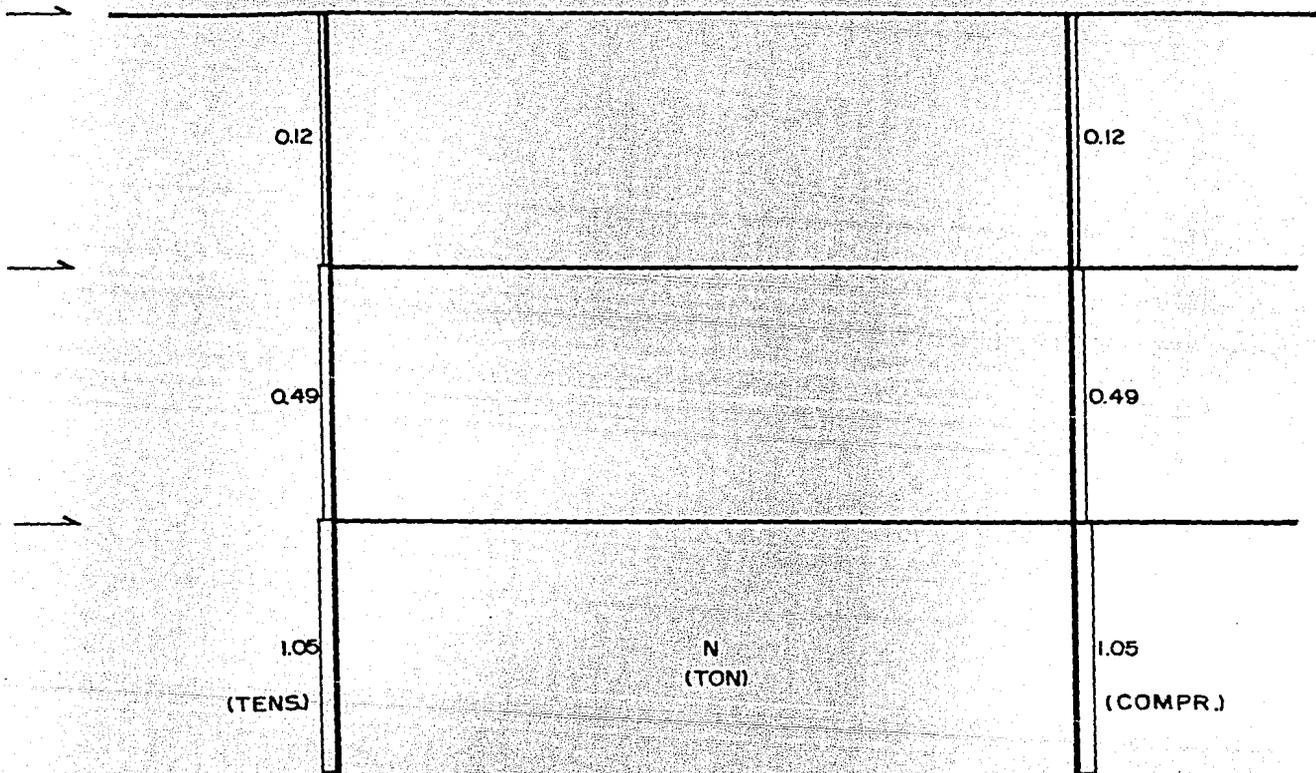


FIG. 4.21 DIAGRAMAS DE FUERZA NORMAL PARA EL MARCO 2, DEBIDAS AL COMPONENTE X DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.

Peso de muros no considerado en el análisis.

Dirección x.

Peso por entrepiso $3.625(0.459) = 1.664$ ton.
Carga total sobre columna $2.000(1.664) = 3.328$ ton.

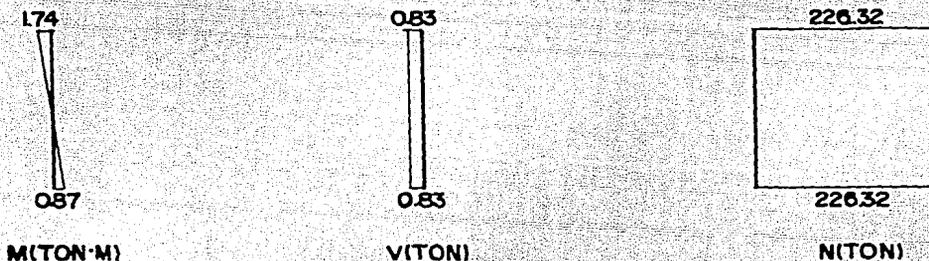
Dirección y.

Peso por entrepiso $7.200(0.365) = 2.631$ ton.
Carga total sobre la columna $2.000(2.631) = 5.262$ ton.

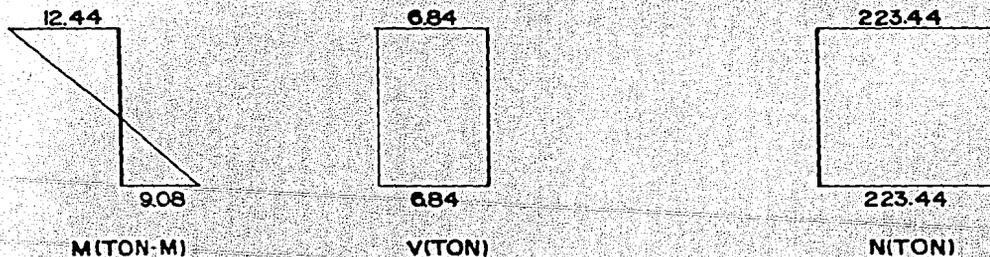
4.4.1 Revisión bajo carga muerta más carga viva máxima.

Las fuerzas internas (a ejes) que actúan en la columna, incluyendo el factor de carga de 1.5, son:

Dirección x (fig. 1.5).



Dirección y.



En lo siguiente, los incisos y la numeración de las ecuaciones a que se haga referencia, son los que aparecen en las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto del Reglamento DDF-76 (ref.2).

Efectos de esbeltez en dirección x.

a) Por movimiento general.

De acuerdo con el inciso 1.3.2b), los efectos pueden desprejarse si se cumple que:

$$H'/r < 22$$

donde:

H' longitud efectiva del miembro a flexocompresión.
r radio de giro de la sección transversal del miembro.

La longitud efectiva se valió como:

$$H' = k(H)$$

donde:

k factor de longitud efectiva.
H longitud libre del miembro a flexocompresión.

Para valuar la longitud efectiva, el grado de restricción rotacional se estimó con el parámetro:

$$\Psi = \frac{\sum(I/L)_c}{\sum(I/L)_v}$$

donde:

$(I/L)_c$ rigidez relativa de la columna.
 $(I/L)_v$ rigidez relativa de la viga.
 Σ suma para todos los miembros conectados rigidamente en la junta y que están en el plano en que se considera el pandeo.

Así:

$$H = 295 \text{ cm.}$$

restricción rotacional en el nudo superior:

$$\Psi = 2(567)/2(1433) = 0.4$$

en el nudo inferior:

$$\Psi = 0$$

De la fig. 1.1 de las Normas:

$$k = 1.07$$

$$y \quad H' = 1.07(295) = 315.65 \text{ cm.}$$

$$r = 0.3(35) = 10.50 \text{ cm.}$$

$$H'/r = 315.65/10.50 = 30.1$$

$H'/r > 22$, por lo que los efectos deben considerarse.

El factor de amplificación correspondiente, dado por la ec. 1.6, es:

$$F_a = 1/[1 - (\Sigma P_u / \Sigma P_c)] > 1.0 \dots \dots \dots (1.6)$$

en esta expresión:

ΣP_u suma de cargas axiales de diseño de todas las columnas del entrepiso considerado.

ΣP_c suma de cargas críticas de todas las columnas del entrepiso considerado

Para el valor de ΣP_u , se calculó el peso total de la estructura según la tabla siguiente:

Nivel	Zona	C. muerta (ton/m ²)	C. viva (ton/m ²)	$\frac{\text{C. muerta}}{\text{C. muerta} + \text{C. viva}}$	Área (m ²)	Peso (ton)
3	Unica	0.8194	0.100	0.89	499.2	458.964
2	Aulas	0.8329	0.300	0.74	298.0	337.593
	Pasillo	0.8046	0.246	0.76	87.2	91.629
1	Aulas	0.8329	0.300	0.74	298.0	337.593
	Pasillo	0.8046	0.246	0.76	87.2	91.629
Sumas					1269.6	1317.408

$$\text{Peso total de las columnas} = 34.02 \text{ ton.}$$

$$W = 1317.41 + 34.02 = 1351.43 \text{ ton.}$$

$$W_u = \Sigma P_u = 1.5(1351.43) = 2027.14 \text{ ton.}$$

Para el valor de ΣP_c , la ec. 1.4 establece:

$$P_c = F_R \pi^2 EI / (H')^2 \dots \dots \dots (1.4)$$

$$EI = 0.4 E_c I_g / (1+u) \dots \dots \dots (1.5)$$

donde:

$$u = \frac{\text{Máximo momento por carga muerta}}{\text{Momento total en el mismo extremo}}$$

Para valuar u, el momento debido solo a carga muerta se obtuvo suponiendo que la relación entre momentos por carga muerta y por carga muerta más carga viva es la misma que la de la carga muerta a carga total.

Los valores que aparecen en la quinta columna de la tabla anterior, se promediaron considerando las áreas en que actúan las cargas correspondientes:

$$\text{carga muerta/carga total} = [0.89(499.2) + 0.74(298.0)2 + 2(0.76)(87.2)] / 1269.6$$

$$\text{carga muerta/carga total} = 0.80$$

Para la condición en estudio, el valor de u coincide con el de la relación obtenida, debido a que no se considera otra acción que aumente el máximo momento total.

E_c e I_g , son el módulo de elasticidad del concreto y momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto; se valuaron en la forma siguiente:

$$E_c = 10000(f'c)^{1/2} = 10000(200)^{1/2} = 141\,421 \text{ kg/cm}^2.$$

$$I = (1/12)(50)(35)^3 = 178\,646 \text{ cm}^4.$$

Sustituyendo en la expresión 1.5:

$$EI = 0.4(141421)(178646) / (1+0.8) = 5.614(10^9) \text{ kg-cm}^2.$$

Al aplicar la ec. 1.4, se supuso que la columna falla en compresión y, por tanto, según las normas el factor de resistencia vale 0.75. Esta suposición se comprobó después.

Carga crítica en columnas interiores del eje a:

$$P_c = 0.75(\pi^2)(5.614)(10^9) / (315.65^2) = 417\,083 \text{ kg.}$$

Carga crítica en columnas exteriores del eje a:

Nudo superior:

$$\psi = 2(567) / 1433 = 0.79$$

nudo inferior:

$$\Psi = 0$$

$$k = 1.13$$

$$H' = 1.13(295) = 333.35 \text{ cm.}$$

$$P_c = 0.75(\pi^2)(5.614)(10^9)/(333.35^2) = 373\,966 \text{ kg.}$$

Carga crítica en columnas interiores del eje b:

Nudo superior:

$$\Psi = 2(567)/2(993) = 0.57$$

nudo inferior:

$$\Psi = 0$$

$$k = 1.09$$

$$H' = 1.09(295) = 321.55 \text{ cm.}$$

$$P_c = 0.75(\pi^2)(5.614)(10^9)/(321.55^2) = 401\,917 \text{ kg.}$$

Carga crítica en columnas exteriores del eje b:

Nudo superior:

$$\Psi = 2(567)/993 = 1.14$$

nudo inferior:

$$\Psi = 0$$

$$k = 1.18$$

$$H' = 1.18(295) = 348.1 \text{ cm.}$$

$$P_c = 0.75(\pi^2)(5.614)(10^9)/(348.1^2) = 342\,945 \text{ kg.}$$

la suma de cargas críticas fue:

$$\Sigma P_c = 2(373966+342945)+4(417083+401917)$$

$$= 4\,709\,822 \text{ kg.}$$

y:

$$F_a = 1/[1-(2027.14/4709.82)] = 1.756$$

b) Revisión local de la columna.

Los efectos de esbeltez pueden despreciarse si se cumple que (inciso 1.3.2b):

$$H'/r < 34-12(M_1/M_2)$$

Con los valores ya obtenidos de:

Nudo superior:

$$\Psi = 0.4$$

nudo inferior:

$$\Psi = 0$$

del nomograma para extremos restringidos lateralmente (fig. 1.1 de la Normas):

$$k = 0.58$$

$$H' = 0.58(295) = 171.1 \text{ cm.}$$

$$r = 0.3(35) = 10.5 \text{ cm.}$$

$$H'/r = 171.1/10.5 = 16.3 < 34-12(M_1/M_2)$$

ya que por tratarse de un miembro en curvatura doble, el cociente M_1/M_2 será negativo con lo que se cumple la desigualdad y los efectos pueden despreciarse.

Efectos de esbeltez en dirección y

a) Por movimiento general.

Los efectos pueden despreciarse si:

$$H'/r < 22$$

$$H = 295 \text{ cm.}$$

Nudo superior:

$$\Psi = 2(1157)/1586 = 1.46$$

nudo inferior:

$$\Psi = 0$$

$$k = 1.21$$

$$H' = 1.21(295) = 356.95 \text{ cm.}$$

$$r = 0.3(50) = 15 \text{ cm.}$$

$H'/r = 356.95/15 = 23.8 > 22$ luego, los efectos deben tomarse en cuenta

$$F_a = 1/[1 - (\Sigma P_u / \Sigma P_c)] > 1.0 \dots\dots\dots (1.6)$$

$$\Sigma P_u = 2\,027.14 \text{ ton.}$$

$$P_c = F_R (\pi^2) (EI) / (H')^2 \dots\dots\dots (1.4)$$

$$EI = 0.4 (E_c I_g) / (1+u) \dots\dots\dots (1.5)$$

$$u = 0.80$$

$$E_c = 10000 (f'_c)^{1/2} = 10000 (200)^{1/2} = 141\,421 \text{ kg/cm}^2.$$

$$I_g = (1/12) (35) (50^3) = 364\,583 \text{ cm}^4.$$

$$EI = 0.4 (141421) (364583) / (1+0.79) = 1.146 (10^{10}) \text{ kg-cm}^2.$$

Carga crítica en columnas de los ejes 2, 3, 4 y 5:

$$P_c = 0.75 (\pi^2) (1.146) (10^{10}) / (356.95^2) = 665\,780 \text{ kg.}$$

Carga crítica en columnas de los ejes 1 y 6:

Nudo superior:

$$\Psi = 2(1157)/893 = 2.59$$

nudo inferior:

$$\Psi = 0$$

$$k = 1.35$$

$$H' = 1.35(295) = 398.25 \text{ cm.}$$

$$P_c = 0.75 (\pi^2) (1.146) (10^{10}) / (398.25^2) = 534\,852 \text{ kg.}$$

Suma de cargas críticas:

$$\Sigma P_c = 4(534852) + 8(665780) = 7\,465\,648 \text{ kg.}$$

$$F_a = 1/[1 - (2027.14/7465.65)] = 1.373$$

Revisión del área de refuerzo longitudinal

Se revisó para el extremo superior con los momentos que se presentan al paño.

Resistencias necesarias (incluyen el factor de carga).

Momentos en los ejes:

$$M_x = 1.74 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = 12.44 \text{ ton-m.}$$

Momentos al paño:

$$M_x = 1.57 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = 11.07 \text{ ton-m.}$$

$$P_u = (226.32 + 223.50) / 2 = 224.91 \text{ ton.}$$

Dirección x.

$$e_{acc} = 0.05(35) = 1.75 \text{ cm.} < 2.00 \text{ cm.}$$

De acuerdo con el inciso 2.1.3a, se toma $e = 2.00 \text{ cm.}$

$$M_{ux} = 1.57 + 224.91(0.02) = 6.07 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cx} = F_a M_{ux} = 1.756(6.07) = 10.66 \text{ ton-m.}$$

Dirección y.

$$e_{acc} = 0.05(50) = 2.50 \text{ cm.} > 2.00 \text{ cm.}$$

$$M_{uy} = 11.07 + 224.91(0.025) = 16.69 \text{ cm.}$$

$$M_{cy} = 1.373(16.69) = 22.92 \text{ cm.}$$

En resumen, la columna se revisó para flexocompresión biaxial con los datos siguientes:

$$e_x = 10.66 / 224.91 = 0.0474 \text{ m.}$$

$$e_x/h = 0.0474 / 0.35 = 0.14$$

y,

$$e_y = 22.92 / 224.91 = 0.1019 \text{ m.}$$

$$e_y/h = 0.1019 / 0.50 = 0.20$$

Se aplicó la ec. 2.14 de las Normas. Primero, con el refuerzo disponible se calculó la resistencia, P_R ; después, se calculó el refuerzo que sería necesario para la resistencia requerida.

a) Resistencia suministrada por el refuerzo disponible.

$$A_s = 37.38 \text{ cm}^2.$$

$$p = A_s/bd = 37.38/(35)(50) = 0.021$$

$$q = p(f_y)/f''c = 0.021(4000)/136 = 0.618$$

$$P_{R0} = 0.75[35(50)(136)+4000(37.38)] = 290\ 640 \text{ kg.}$$

De la fig. 5 de las Normas ($d/h = 0.9$) se obtuvo:

$$k_x = 1.21$$

$$k_y = 1.07$$

$$P_{Rx} = 1.21(0.75)(35)(50)(136) = 215\ 985 \text{ kg.}$$

$$P_{Ry} = 1.07(0.75)(35)(50)(136) = 190\ 995 \text{ kg.}$$

$$P_R = [(1/215985)+(1/190995)-(1/290640)]^{-1} = 155\ 642 \text{ kg.}$$

$P_R < 224\ 910 \text{ kg.}$ por tanto, la columna está escasa.

b) Refuerzo necesario para la resistencia requerida.

Después de otros tanteos, se propuso $p = 0.045$.

$$A_s = pbd = 78.75 \text{ cm}^2.$$

$$q = p(f_y)/f''c = 0.045(4\ 000)/136 = 1.32$$

$$P_{R0} = 0.75[35(50)(136)+(4\ 000)(78.75)] = 414\ 750 \text{ kg.}$$

$$k_x = 1.74$$

$$k_y = 1.55$$

$$P_{Rx} = 1.74(0.75)(35)(50)(136) = 310\ 590 \text{ kg.}$$

$$P_{Ry} = 1.55(0.75)(35)(50)(136) = 276\ 675 \text{ kg.}$$

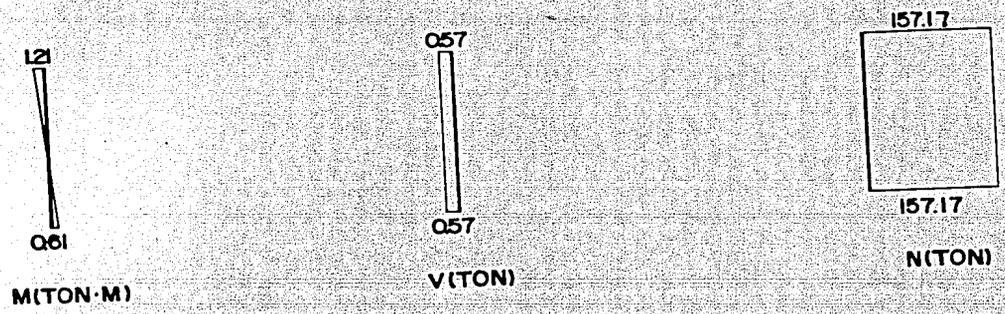
$$P_R = [(1/310590)+(1/276675)-1/(414750)]^{-1} = 226\ 094 \text{ kg.}$$

$P_R \dot{=} 224\ 910 \text{ kg.}$ por tanto, se habría requerido
 $A_s \dot{=} 79 \text{ cm}^2.$

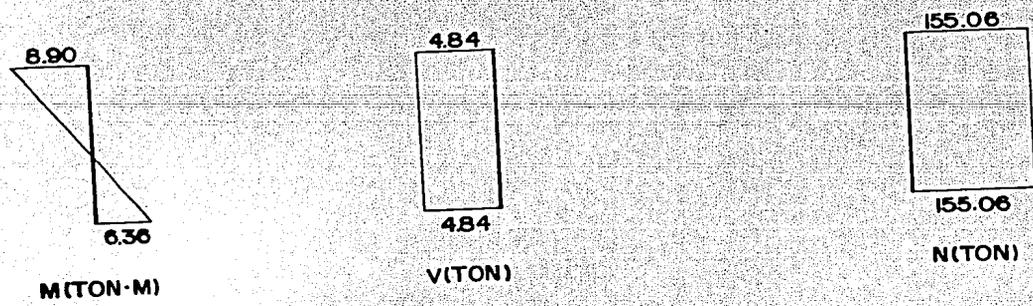
4.4.2 Revisión bajo carga muerta, carga viva instantánea y sismo.

Fuerzas y momentos internos en los ejes (incluyen factor de carga de 1.1).
Carga muerta más carga viva instantánea.

Dirección x.

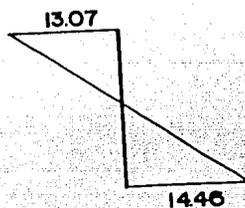


Dirección y.



COMPONENTE X DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.

DIRECCION X



M (TON·M)



V (TON)



N (TON)

DIRECCION Y



M (TON·M)



V (TON)



N (TON)

COMPONENTE Y DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.

DIRECCION X



M (TON·M)

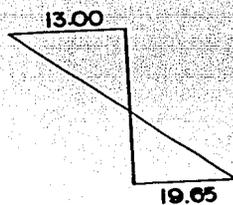


V (TON)

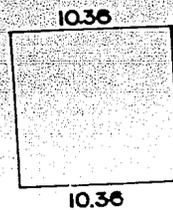


N (TON)

DIRECCION Y



M (TON·M)



V (TON)



N (TON)

N (TON)

Efectos de esbeltez en dirección x

Debido a que las características geométricas son las mismas que en la revisión bajo cargas muerta y viva, rige la amplificación debida al movimiento general, es decir, el factor:

$$F_a = 1/[1-(\Sigma P_u/\Sigma P_c)] > 1.0 \dots\dots\dots(1.6)$$

El peso total del edificio, ΣP_u , se obtuvo con ayuda de la tabla siguiente:

Nivel	Zona	C. muerta (ton/m ²)	C. viva (ton/m ²)	$\frac{C. muerta}{C. muerta+C. viva}$	Área (m ²)	Peso (ton)
3	Unica	0.8194	0.070	0.92	499.2	443.988
2	Aulas	0.8329	0.250	0.77	298.0	332.693
	Pasillo	0.8046	0.150	0.84	87.2	83.256
1	Aulas	0.8329	0.250	0.77	298.0	322.693
	Pasillo	0.8046	0.150	0.84	87.2	83.256
Sumas					1269.6	1255.887

Peso total de columnas = 34.02 ton.

$W = 1255.89+34.02 = 1\ 289.91$ ton.

$W_u = \Sigma P_u = 1.1(1289.91) = 1\ 418.90$ ton.

El valor de EI (expresión 1.5) que interviene en la suma de cargas críticas cambia respecto al usado en la revisión por carga muerta más carga viva máxima debido a que se modifica el valor de u. Para estimar u, se supuso, como antes, que el momento máximo que produce la carga muerta es igual al momento máximo debido a carga muerta más carga viva reducida multiplicado por la relación entre carga muerta y carga muerta más carga viva instantánea. Para esta relación se usó un promedio pesado, con relación a las áreas, de los valores que aparecen en la quinta columna de la tabla anterior; esto es:

$$\frac{C. muerta}{C. muerta+C. viva} = \frac{0.92(499.2)+(0.77)(298.0)(2)+0.84(87.2)(2)}{1269.6}$$

$$\frac{C. muerta}{C. muerta+C. viva} = 0.84$$

El momento por carga muerta resulta:

$$1.21(0.84) = 1.01 \text{ ton-m.}$$

para el mismo extremo, el momento total es:

$$1.21+13.07+0.3(0.80) = 14.52 \text{ ton-m.}$$

se toma como u el cociente de estos dos resultados:

$$u = 1.01/14.52 = 0.07$$

y EI resulta:

$$EI = 0.4(141421)(178646)/(1+0.07) = 9.444(10^9) \text{ kg-cm}^2.$$

Las longitudes efectivas de las columnas en los distintos ejes son las mismas que en la revisión bajo carga muerta más carga viva máxima.

Cargas críticas:

Columnas interiores del eje a.

$$P_c = 0.75(\pi^2)(9.444)(10^9)/(315.65^2) = 701\ 626 \text{ kg.}$$

Columnas exteriores del eje a.

$$P_c = 0.75(\pi^2)(9.444)(10^9)/(333.35^2) = 629\ 095 \text{ kg.}$$

Columnas interiores del eje b.

$$P_c = 0.75(\pi^2)(9.444)(10^9)/(321.55^2) = 676\ 114 \text{ kg.}$$

Columnas exteriores del eje b.

$$P_c = 0.75(\pi^2)(9.444)(10^9)/(348.10^2) = 576\ 911 \text{ kg.}$$

Suma de cargas críticas.

$$\Sigma P_c = 2(629095+576911)+4(701626+676114) = 7\ 922\ 972 \text{ kg.}$$

Sustituyendo en la expresión para el factor de amplificación por esbeltez:

$$F_a = 1/[1-(1418.90/7922.97)] = 1.218$$

Efectos de esbeltez en dirección y

También rige la amplificación de momentos debida al movimiento general:

$$F_a = 1/[1-(\Sigma P_u/\Sigma P_c)] > 1.0 \dots\dots\dots(1.6)$$

Procediendo análogamente a lo hecho para u en la dirección x, el máximo momento por carga muerta se obtuvo como:

$$8.90(0.84) = 7.48 \text{ ton-m.}$$

el máximo momento total para el mismo extremo:

$$8.90+13.00+0.3(1.09) = 22.23 \text{ ton-m.}$$

la relación para u resultó:

$$u = 7.48/22.23 = 0.34$$

$$EI = 0.4(141421)(364583)/(1+0.34) = 1.539(10^{10}) \text{ kg-cm}^2.$$

Cargas críticas:

Columnas de los ejes 2, 3, 4 y 5.

$$P_c = 0.75(\pi^2)(1.539)(10^{10})/(356.95^2) = 894\ 097 \text{ kg.}$$

Columnas de los ejes 1 y 6.

$$P_c = 0.75(\pi^2)(1.539)(10^{10})/(398.25^2) = 718\ 270 \text{ kg.}$$

Suma de cargas críticas:

$$\Sigma P_c = 4(718270)+8(894097) = 10\ 025\ 856 \text{ kg.}$$

$$F_a = 1/[1-(1418.9/10025.8)] = 1.165$$

La combinación de acciones se hizo de acuerdo con el art. 237 del título IV del Reglamento DDF-76 (ref. 1), que dice: "la combinación en cada sección crítica se efectuará sumando vectorialmente los efectos gravitacionales, los de un componente del movimiento del terreno y, cuando sea significativo, 0.3 de los efectos del otro".

Se revisó el extremo inferior por ser ahí mayor la suma de momentos.

Los efectos debidos a cargas gravitacionales son:

$$P = (157.17+155.06)/2 = 156.12 \text{ ton.}$$

$$M_x = 0.61+156.12(0.020) = 3.73 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = 6.36+156.12(0.025) = 10.26 \text{ ton-m.}$$

donde las cantidades 0.020 y 0.025 son las excentricidades accidentales (en m.).

Considerando la flexocompresión principal en dirección x, la suma vectorial de efectos requerida por el reglamento está indicada en la figura 4.22. Por comodidad, un momento se representará por un vector en la dirección en que actúa el momento. Los cálculos correspondientes son:

$$M_{ux} = 3.73+14.46+0.3(0.90) = 18.46 \text{ ton-m.}$$

$$M_{uy} = 10.26+ 1.57+0.3(19.65) = 17.73 \text{ ton-m.}$$

$$P_u = 156.12+ 2.49+0.3(14.70) = 163.02 \text{ ton}$$

Los momentos incrementados por esbeltez resultan:

$$M_{cx} = 1.218(18.46) = 22.48 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cy} = 1.165(17.73) = 20.66 \text{ ton-m.}$$

En resumen, la columna se revisó con:

$$e_x = 22.48/163.02 = 0.1379 \text{ m.}$$

$$e_x/h = 0.1379/0.35 = 0.40$$

y:

$$e_y = 20.66/163.02 = 0.1267 \text{ m.}$$

$$e_y/h = 0.1267/0.50 = 0.25$$

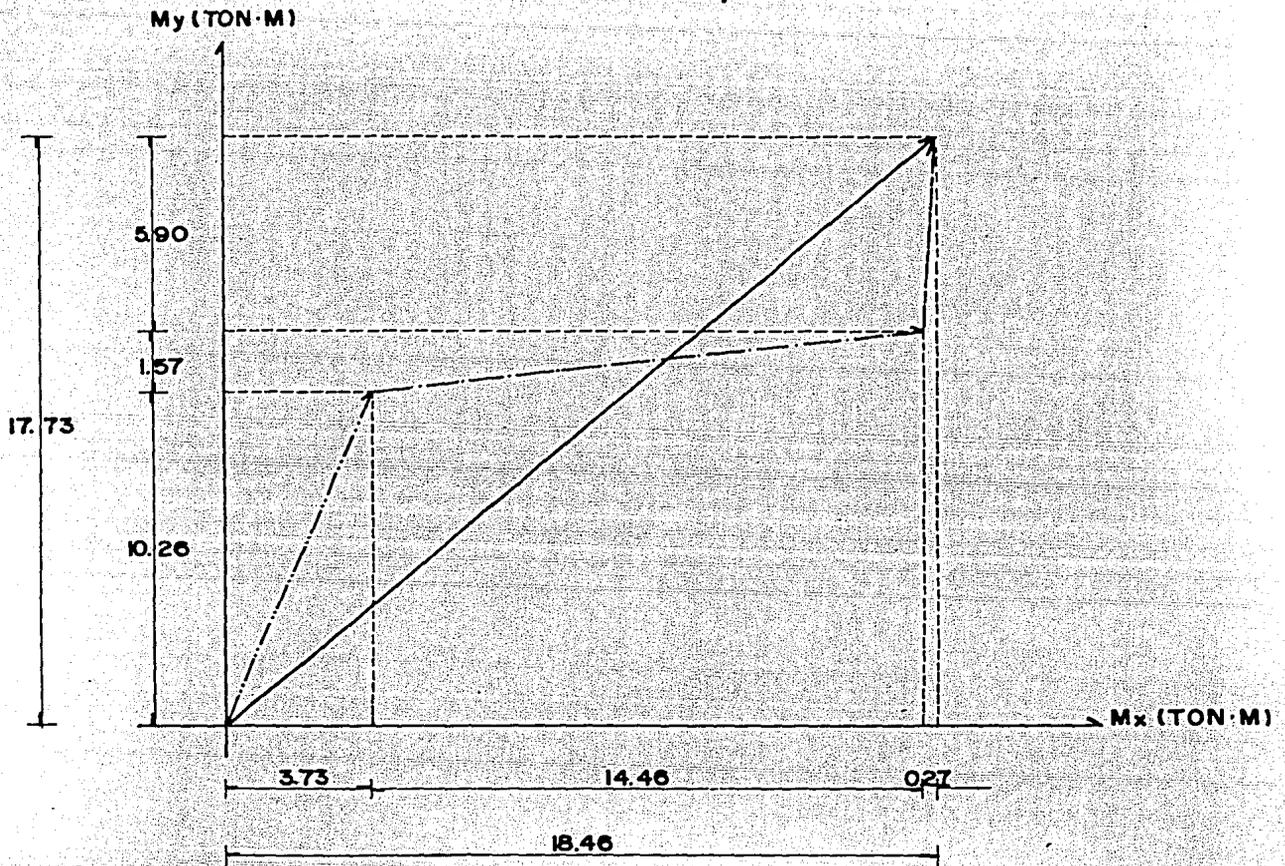
a) Resistencia suministrada por el refuerzo disponible.

$$A_s = 37.38 \text{ cm}^2.$$

$$p = 0.021$$

$$q = 0.62$$

$$P_{Ro} = 290\ 640 \text{ kg.}$$



- EFECTOS GRAVITACIONALES
- - - EFECTOS DEBIDOS AL 100% DEL COMPONENTE X.
- · · EFECTOS DEBIDOS AL 30% DEL COMPONENTE Y.
- EFECTOS TOTALES (SUMA VECTORIAL).

FIG. 4.22 SUMA VECTORIAL DE MOMENTOS CON LA FLEXOCOMPRESION PRINCIPAL EN DIRECCION X.

De la fig. 5 de las Normas se obtuvo:

$$k_x = 0.76$$

$$k_y = 0.96$$

$$P_{Rx} = 0.76(0.75)(35)(50)(136) = 135\ 660\ \text{kg.}$$

$$P_{Ry} = 0.96(0.75)(35)(50)(136) = 171\ 360\ \text{kg.}$$

$$P_R = [(1/135660) + (1/171360) - (1/290640)]^{-1} = 102\ 392\ \text{kg.}$$

$$P_R < 163\ 020\ \text{kg.}$$

Considerando la flexocompresión principal en dirección y, el cálculo de la suma vectorial de los efectos es el siguiente:

$$M_{ux} = 3.73 + 0.90 + 0.3(14.46) = 8.97\ \text{ton-m.}$$

$$M_{uy} = 10.26 + 19.65 + 0.3(1.57) = 30.38\ \text{ton-m.}$$

$$P_u = 156.12 + 14.70 + 0.3(2.49) = 171.57\ \text{ton.}$$

los momentos amplificados:

$$M_{cx} = 1.218(8.97) = 10.92\ \text{ton-m.}$$

$$M_{cy} = 1.165(30.38) = 35.39\ \text{ton-m.}$$

la columna se revisó con:

$$e_x = 10.92/171.57 = 0.0636\ \text{m.}$$

$$e_x/h = 0.0636/0.35 = 0.18$$

$$e_y = 35.39/171.57 = 0.2063\ \text{m.}$$

$$e_y/h = 0.2063/0.50 = 0.41$$

a) Resistencia suministrada por el refuerzo disponible.

$$A_s = 37.38\ \text{cm}^2.$$

$$p = 0.021$$

$$q = 0.62$$

$$P_{Ro} = 290\ 640\ \text{kg.}$$

Con ayuda de la fig. 5 (ref. 2):

$$k_x = 1.12$$

$$k_y = 0.74$$

$$P_{Rx} = 1.12(0.75)(35)(50)(136) = 199\ 920\ \text{kg.}$$

$$P_{Ry} = 0.74(0.75)(35)(50)(136) = 132\ 090\ \text{kg.}$$

$$P_R = [(1/199920)+(1/132090)-(1/290640)]^{-1} = 109\ 506\ \text{kg}$$

$$P_R < 171\ 570\ \text{kg.}$$

Los cocientes entre las resistencias necesarias, P_u , y las resistencias disponibles, P_R , para las direcciones x e y respectivamente en que actúa la flexocompresión principal son:

$$P_u/P_R = 163020/102392 = 1.59$$

$$P_u/P_R = 171570/109506 = 1.57$$

Por tanto, rige la flexocompresión principal en la dirección x.

b) Refuerzo necesario para la resistencia requerida.

Se calculó el refuerzo necesario para la dirección mas desfavorable de la flexocompresión principal (dirección x).

Después de otros tanteos, se propuso $p = 0.05$.

$$A_s = 89.25\ \text{cm}^2.$$

$$q = 1.5$$

$$P_{Ro} = 0.75[35(50)(136)+4000(89.25)] = 446\ 250\ \text{kg.}$$

$$e_x/h = 0.40$$

$$e_y/h = 0.25$$

$$k_x = 1.20$$

$$k_y = 1.50$$

$$P_{Rx} = 1.20(0.75)(35)(50)(136) = 214\ 200\ \text{kg.}$$

$$P_{Ry} = 1.50(0.75)(35)(50)(136) = 267\ 750\ \text{kg.}$$

$$P_R = [(1/214200)+(1/267750)-1/(446250)]^{-1} = 162\ 272\ \text{kg}$$

$P_R \approx 163\ 020\ \text{kg.}$; es decir, la columna requería $89\ \text{cm}^2$ de acero.

En la tabla siguiente se resumen los resultados obtenidos:

Condición de carga	Resistencia necesaria (kg)	Resistencia disponible (kg)	Acero necesario (cm ²)	Acero disponible (cm ²)
C. muerta + c. viva máx.	224 910	155 642	78.75	37.38
C. muerta + c. viva red.+ sismo.	163 020	102 392	89.25	37.38

Las columnas no cumplían con el Reglamento DDF de 1976.

5. FUERZAS SISMICAS QUE CAUSARON LOS DANOS.

5.1 Consideraciones generales.

La estimación de las fuerzas que causaron la falla de la estructura se basó en los daños que experimentaron las columnas de la planta baja. Se eligió la columna crítica que, de acuerdo con las combinaciones de carga, resultó ser la del cruce de los ejes a y 2.

La estructura se analizó bajo carga muerta, carga viva y sismo. La carga muerta se tomó igual a la obtenida en el capítulo cuatro. Debido a que durante el sismo el edificio se encontraba desocupado, se supuso que la carga viva fue de 30 kg/m^2 en los niveles uno y dos, y nula en la azotea. Las cargas laterales se obtuvieron siguiendo el método estático.

Al idealizar los marcos se siguieron los criterios de las Normas de Emergencia de 1985 (ref. 4), a fin de ser más realistas. Las fuerzas sísmicas que provocaron la falla de las columnas se determinaron por tanteos, combinando los efectos de la carga vertical con distintas sollicitaciones laterales. En cada tanteo se suponía una magnitud para la fuerza sísmica lateral total y se calculaba la correspondiente resistencia necesaria de las columnas. El valor buscado se tuvo cuando la resistencia necesaria fue numéricamente igual a la resistencia disponible. No se incluyeron factores de resistencia porque el valor nominal de la resistencia, es decir, sin factor de resistencia, tiene una probabilidad mayor de presentarse que el valor de diseño (con factores de resistencia). Así, en estos cálculos no se usaron factores de carga ni de resistencia.

Para valuar las deformaciones laterales que influyen en los efectos de esbeltez, se supuso un factor de ductilidad, Q , igual a 3. Las Normas de Emergencia de 1985 (ref. 4) asignan este valor a estructuras formadas por losas planas y columnas; la propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto de 1986 (ref. 5) baja el valor de Q a 2.0. En este trabajo, se optó por $Q = 3$ ya que resulta conservador para los fines de calcular la fuerza sísmica que actuó.

5.2 Acciones e idealización.

5.2.1 Características geométricas.

El momento de inercia, I , de las trabes equivalentes se tomó como el promedio entre el correspondiente a las zonas macizas y el de la sección al centro del claro. De acuerdo con la ref. 4, para el análisis bajo carga vertical, el ancho efectivo en losas se tomó hasta la mitad entre ejes de columnas y las rigideces de las columnas se redujeron al 50 por ciento, y para el análisis por carga lateral se consideraron vigas equivalentes de ancho igual a $c_2 + 3h$ (figs. 5.1 y 5.2).

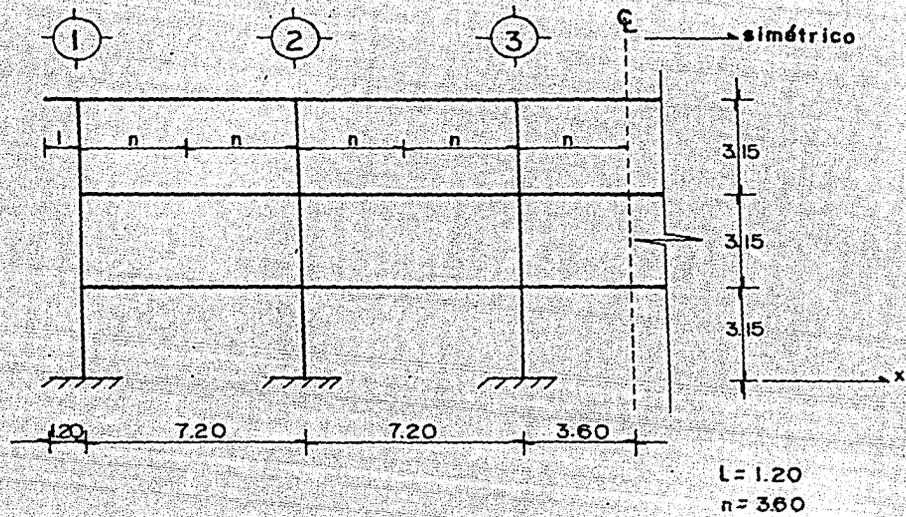


FIG. 5.1 ANCHO EQUIVALENTE PARA CARGA VERTICAL EN MARCOS 1,2,3,4,5,6 .

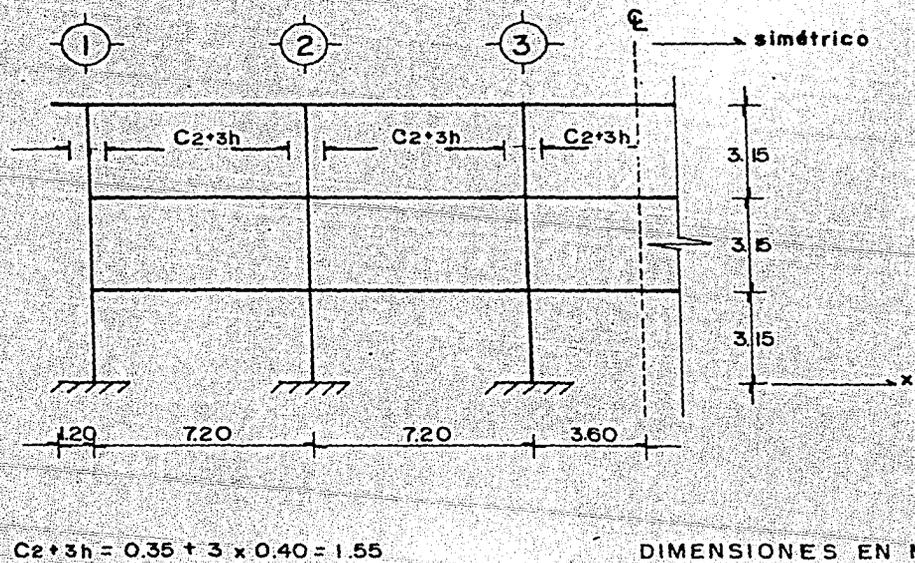


FIG. 5.2 ANCHO EQUIVALENTE PARA CARGA LATERAL EN MARCOS 1,2,3,4,5,6 .

A continuación se presenta la obtención de los momentos de inercia de las vigas equivalentes del tercer nivel de los marcos 2, 3, 4 ó 5; se complementa con las figs. 5.3 y 5.4 para los análisis por carga vertical y lateral respectivamente.

Momento de inercia para análisis por carga vertical.

1. Sección en el centro del claro.

$$I = 2[720(5)^3/12+720(5)(17.5)^2]+170(30)^3/12 = 2\ 605\ 500\ \text{cm}^4.$$

2. Sección en zona maciza.

$$I = 2[720(5)^3/12+720(5)(17.5)^2]+270(30)^3/12 = 2\ 827\ 500\ \text{cm}^4.$$

El promedio de los momentos de inercia fue:

$$I_{\text{prom}} = (2602500+2827500)/2 = 2\ 715\ 000\ \text{cm}^4.$$

Momento de inercia para análisis por carga lateral.

1. Sección en el centro del claro.

$$I = 2[155(5)^3/12+155(5)(17.5)^2]+55(30)^3/12 = 601\ 667\ \text{cm}^4.$$

2. Sección en zona maciza.

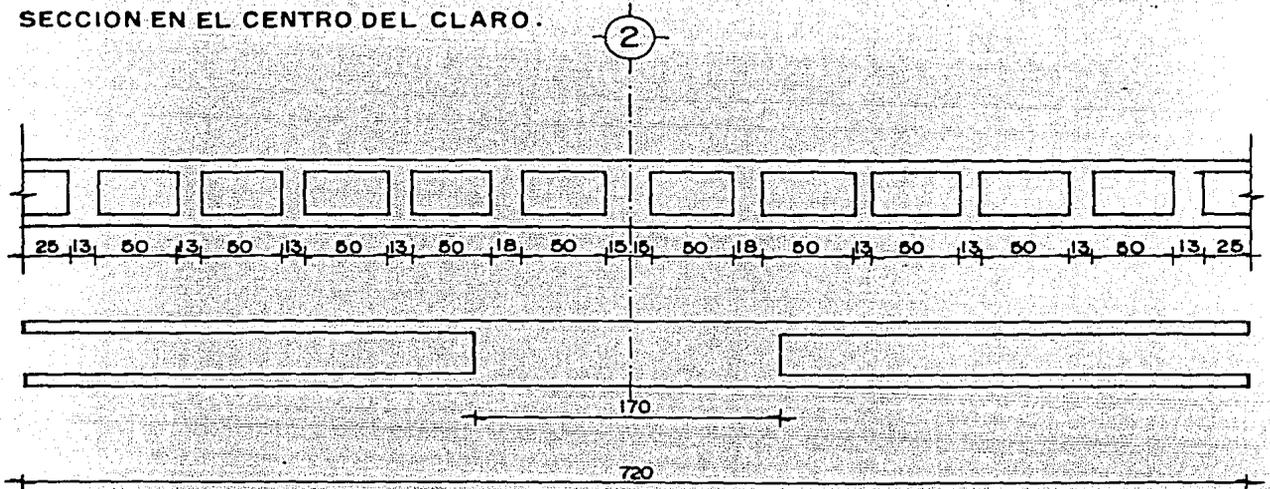
$$I = 155(40)^3/12 = 826\ 667\ \text{cm}^4.$$

El promedio fue:

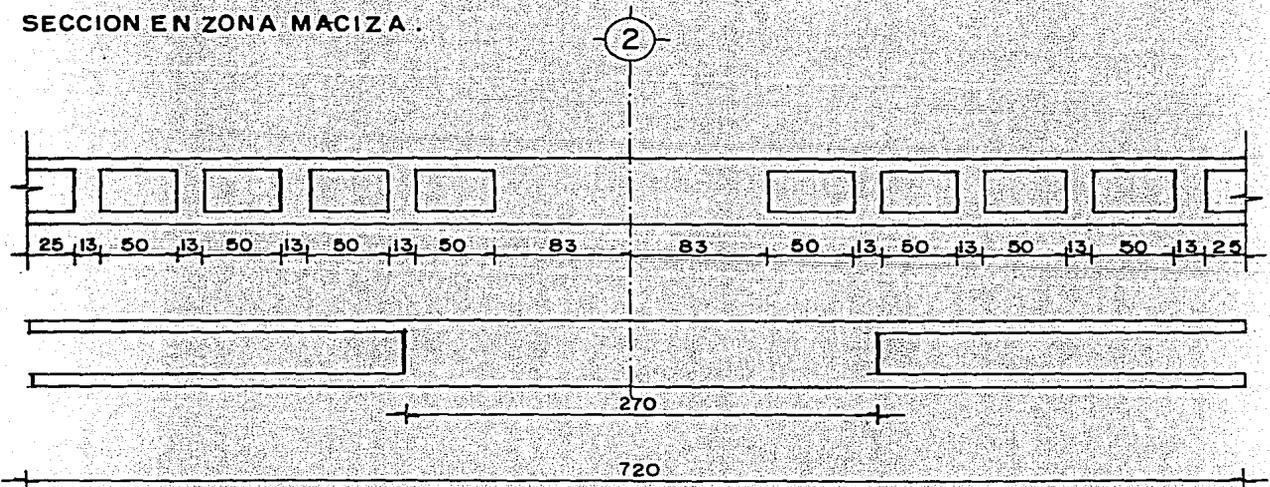
$$I_{\text{prom}} = (601667+826667) = 714\ 167\ \text{cm}^4.$$

En forma similar a los cálculos anteriores, se obtuvo el resto de los momentos de inercia usados en el análisis por carga vertical. Los resultados aparecen en la siguiente tabla:

SECCION EN EL CENTRO DEL CLARO.



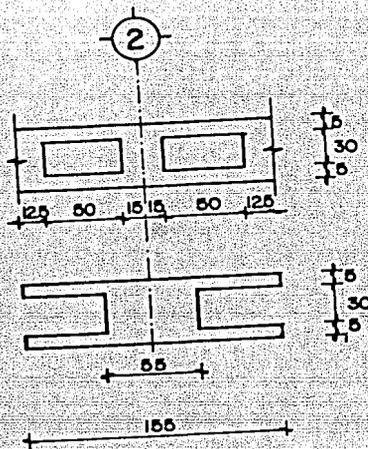
SECCION EN ZONA MACIZA.



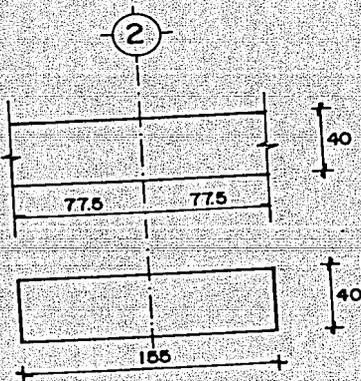
DIMENSIONES EN CM.

FIG. 5.3 SECCIONES DE VIGAS EQUIVALENTES PARA ANALISIS DE CARGA VERTICAL.

SECCION EN EL CENTRO DEL CLARO.



SECCION EN ZONA MACIZA.



DIMENSIONES EN CM.

FIG. 5.4 SECCIONES DE VIGAS EQUIVALENTES PARA ANALISIS POR CARGA LATERAL.

Tabla 5.1.

Nivel	Eje	Momento de inercia (cm ⁴)		
		Zona centro del claro	Zona maciza	Promedio
1,2	a	2 265 833	2 468 833	2 367 083
	b	1 497 500	1 565 000	1 531 250
	1,6	1 381 250	1 493 750	1 437 500
	2,3	2 602 500	2 827 500	2 715 000
	4,5			
3	a	2 372 500	2 507 500	2 440 000
	b	2 265 833	2 400 833	2 333 333
	1,6	1 772 500	1 997 500	1 885 000
	2,3	2 602 500	2 827 500	2 715 000
	4,5			

Para las columnas:

Entrepiso	Eje	Momento de inercia (cm ⁴).	
		Completo	50 por ciento
1,2,3	a,b	178 645	89 323
1,2,3	1,2 3,4 5,6	364 583	182 292

Las propiedades geométricas utilizadas en el análisis bajo carga lateral se presentan en la tabla siguiente, así como la rigidez relativa, I/L , de cada elemento:

Tabla 5.2.

Nivel	Eje	Momento de inercia (cm ⁴)			Rigidez relativa (cm ³)
		Zona centro del claro	Zona maciza	Promedio	
1,2	a	677 167	879 667	778 417	1 081
	b	465 500	533 000	499 250	693
	1,6	380 833	493 333	437 083	546
	2,3 4,5	601 667	826 667	714 167	893
3	a	710 917	845 917	778 417	1 081
	b	701 917	836 917	769 417	1 069
	1,6	601 667	826 667	714 167	893
	2,3 4,5	601 667	826 667	714 167	893

Para las columnas:

Entrepiso	Eje	Momento de inercia (cm ⁴)	Rigidez relativa (cm ³)
1,2,3	a, b	178 645	567
1,2,3	1,2 3,4 5,6	364 583	1 157

5.2.2 Cargas verticales sobre la estructura.

Tabla 5.3

Nivel	Descripción	w(kg/m ²)
1,2	Carga muerta total	688.40
	Carga viva en aulas	30.00
	Carga viva en pasillos	0.00
3	Carga muerta total	819.40
	Carga viva	0.00

En la carga total de los niveles 1 y 2, no se incluye el peso de los muros ni del barandal, ya que su acción se toma en cuenta al momento de idealizar los marcos cargados.

5.2.3 Sismo.

a) Fuerzas de inercia.

Las fuerzas de inercia que actúan en cada nivel se obtuvieron considerando los pesos que muestra la siguiente tabla:

Tabla 5.4.

Nivel	Descripción	W(ton)
1,2	Carga muerta: losa, columnas, muros y barandal	331.679
	Carga viva: en aulas	8.930
	Total	340.609
3	Carga muerta: losa y columnas	415.848
	Carga viva	0.000
	Total	415.848

Las fuerzas cortantes de entrepiso se calcularon en función del coeficiente sísmico*, con el fin de evaluar este último una vez conocidas las cargas laterales que provocaron la falla del edificio.

Aplicando la expresión 4.1 de la ref. 3:

$$P_i = (W_i h_i / \sum W_i h_i) (c_s \sum W_i) \dots \dots \dots (4.1)$$

Tabla 5.5.

Nivel	Entrepiso	h_i (m)	W_i (ton)	$W_i h_i$ (ton-m)	P_i/c_s (ton)	V_i/c_s (ton)
3	3	9.45	415.848	3929.76	603.09	603.09
2	2	6.30	340.609	2145.84	329.32	932.41
1	1	3.15	340.609	1072.92	164.66	1097.07
Sumas			1097.066	7148.52		

* en este trabajo, el término coeficiente sísmico se usa en el sentido de fuerza cortante actuando en la base dividida entre el peso del edificio; es decir, es el coeficiente sísmico que dan los reglamentos. Se utilizó el mismo coeficiente sísmico en las dos direcciones porque los periodos fundamentales en ambas direcciones son prácticamente iguales, según 5.2.3c).

b) Rigideces de entrepiso y centros de rigidez.

Las rigideces de entrepiso se obtuvieron a partir de las rigideces relativas, I/L, aplicando las fórmulas de Wilbur (ref. 3) los valores calculados para los distintos entrepisos se muestran en la fig. 5.5. Con base en esta figura y respecto a los ejes que ahí aparecen, las coordenadas de los centros de rigidez (ec. 4.9 y 4.10 de la ref. 3) resultan ser:

$$x_r = \frac{\sum R_{jy} x_j}{\sum R_{jy}} \dots \dots \dots (4.9)$$

$$y_r = \frac{\sum R_{jx} y_j}{\sum R_{jx}} \dots \dots \dots (4.10)$$

Entrepiso 1.

$$x_r = \frac{[19.16(7.2+14.4+21.6+28.8)+15.42(36)]}{[2(15.42)+4(19.16)]} = 18.00 \text{ m.}$$

$$y_r = \frac{40.02(8.0)}{(40.02+44.79)} = 3.78 \text{ m.}$$

Entrepiso 2.

$$x_r = 18.00 \text{ m.}$$

$$y_r = 3.63 \text{ m.}$$

Entrepiso 3.

$$x_r = 18.00 \text{ m.}$$

$$y_r = 3.77 \text{ m.}$$

c) Periodo fundamental.

El periodo fundamental de la estructura en las direcciones analizadas se obtuvo aplicando la expresión de Schwartz (ref. 3). El cálculo se resume en las siguientes tablas:

Dirección x. tabla 5.6

Nivel o entrepiso	W_i (ton)	P_i/c_s (ton)	V_i/c_s (ton)	K_i (ton/cm)	$V_i/K_i c_s$ (cm)	x_i/c_s (cm)	$W_i x_i^2/c_s^2$ (ton-cm)	$P_i x_i^2/c_s^2$ (ton-cm)
3	415.848	603.09	603.09	74.78	8.065	35.133	513292.7	21188.4
2	340.609	329.32	932.41	65.98	14.132	27.068	249556.2	8914.0
1	340.609	164.66	1097.07	84.81	12.936	12.936	56997.5	2130.0
Sumas							819846.4	32232.4

$$T = 6.3[\sum W_i (x_i)^2 / (g) \sum P_i x_i]^{1/2}$$

$$T = 6.3[819\ 846.496/981(32\ 232.437)]^{1/2} = 1.06 \text{ seg.}$$

Dirección y. tabla 5.7

Nivel o entrepiso	W_i (ton)	P_i/c_s (ton)	V_i/c_s (ton)	R_i (ton/cm)	$V_i/K_i c_s$ (cm)	x_i/c_s (cm)	$W_i x_i^2/c_s^2$ (ton-cm)	$P_i x_i^2/c_s^2$ (ton-cm)
3	415.848	603.09	603.09	74.78	8.065	32.845	448614.3	19808.5
2	340.609	329.32	932.41	63.98	14.573	24.780	209150.4	8160.6
1	340.609	164.66	1097.07	107.48	10.207	10.207	32485.6	1680.7
Sumas							690250.3	29649.8

$$T = 6.3[690\ 250.366/981(29\ 649.726)]^{1/2} = 0.97 \text{ seg.}$$

d) Centros de masa.

Las posiciones de los centros de masa de los diferentes niveles, con respecto a los ejes coordenados de la fig. 5.5, se calcularon atendiendo a la distribución de las cargas verticales de cada nivel; las coordenadas resultaron ser:

Niveles 1 y 2.

$$\bar{x} = 17.92 \text{ m.}$$

$$\bar{y} = 2.88 \text{ m.}$$

Nivel 3.

$$\bar{x} = 18.00 \text{ m.}$$

$$\bar{y} = 3.90 \text{ m.}$$

e) Fuerzas cortantes de entrepiso.

Las fuerzas cortantes de entrepiso que actúan en la estructura, expresadas en función del coeficiente sísmico, se distribuyeron entre los marcos resistentes. Al efecto directo se sumó el más desfavorable debido a la torsión provocada por la diferencia de coordenadas entre el centro de rigidez y la fuerza cortante en el entrepiso considerado.

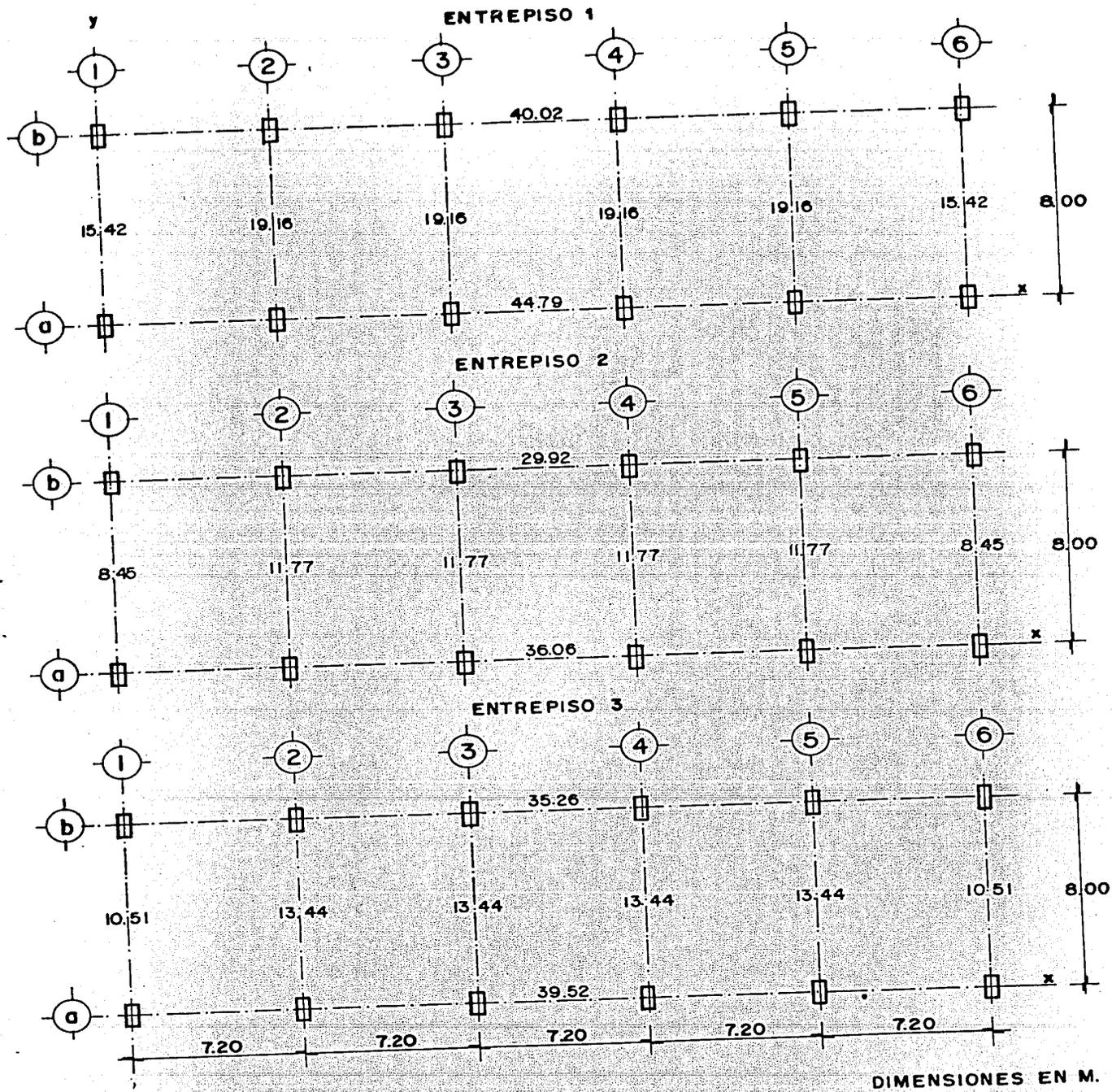


FIG. 5.5 RIGIDECES DE ENTREPISO (TON/CM).

En las tabla siguiente se presentan las coordenadas (x_{iv} y_{iv}) de la fuerza cortante en cada entrepiso.

Tabla 5.8.

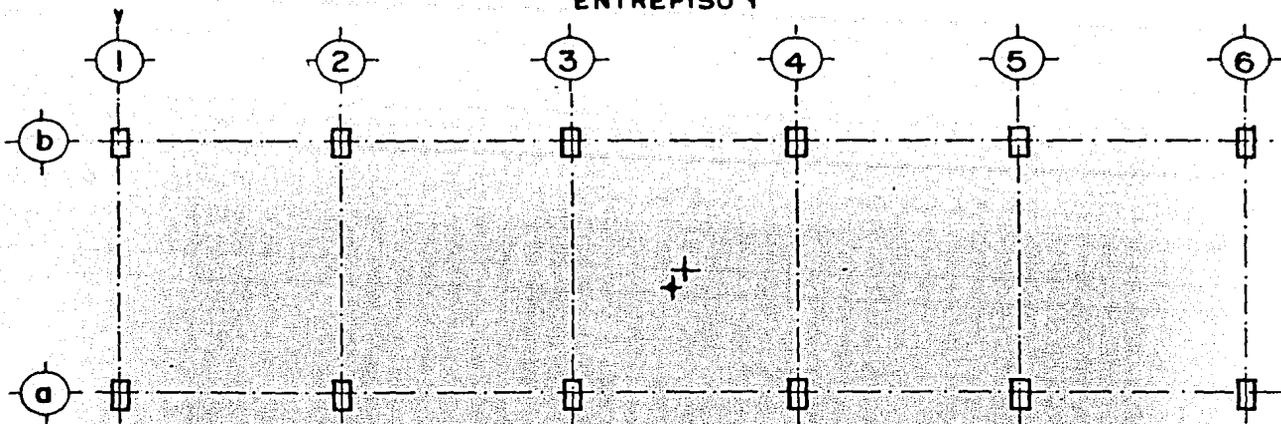
Nivel	Entrepiso	P_{iy}/c_s (ton)	V_{iy}/c_s (ton)	\bar{x}_i (m)	$P_{iy}\bar{x}_i/c_s$ (ton-m)	$\Sigma P_{iy}\bar{x}_i/c_s$ (ton-m)	x_{iv} (m)
3		603.09		18.00	10855.62	10855.62	
	3		603.09				18.00
2		329.32		17.92	5901.41	16757.03	
	2		932.41				17.97
1		164.66		17.92	2950.71	19707.74	
	1		1097.07				17.96

Nivel	Entrepiso	P_{ix}/c_s (ton)	V_{ix}/c_s (ton)	\bar{y}_i (m)	$P_{ix}\bar{y}_i/c_s$ (ton-m)	$\Sigma P_{ix}\bar{y}_i/c_s$ (ton-m)	y_{iv} (m)
3		603.09		3.90	2352.05	2352.05	
	3		603.09				3.90
2		329.32		2.88	948.44	3300.49	
	2		932.41				3.54
1		164.66		2.88	474.22	3774.71	
	1		1097.07				3.44

f) Distribución de las fuerzas cortantes de entrepiso.

La distribución de las fuerzas cortantes del primer entrepiso entre los distintos marcos se muestra a continuación, como ejemplo de los cálculos realizados.

ENTREPISO 1



+ Centro de rigidez : $x_r = 18.00$ m.; $y_r = 3.78$ m.
 + Posición de la fuerza cortante: $x_{1v} = 17.96$ m.; $y_{1v} = 3.44$ m.

Excentricidades calculadas (para torsión de entrepiso).

$$e_{sx} = 18.00 - 17.96 = 0.00 \text{ m.}$$

$$e_{sy} = 3.78 - 3.44 = 0.34 \text{ m.}$$

Excentricidades de diseño.

$$e_1 = 1.5e_s + 0.1b \quad \text{ó} \quad e_2 = e_s - 0.1b$$

$$e_{x1} = 0.1(36) = 3.60 \text{ m.}$$

$$e_{x2} = -0.1(36) = -3.60 \text{ m.}$$

$$e_{y1} = 1.5(0.34) + 0.1(8) = 1.31 \text{ m.}$$

$$e_{y2} = 0.34 - 0.1(8) = -0.46 \text{ m.}$$

Cortantes a distribuir.

$$V_x = V_y = 1097.065c_s \text{ ton.}$$

Momentos por torsión:

$$M_{t_{x1}} = V_x e_{y1} = 1097.065c_s (1.31) = 1437.155c_s \text{ ton-m.}$$

$$M_{t_{x2}} = -504.650c_s \text{ ton-m.}$$

$$M_{y1} = 3949.434c_g \text{ ton-m.}$$

$$M_{y2} = -3949.434c_g \text{ ton-m.}$$

El subíndice x ó y corresponde a la dirección en que actúa la fuerza cortante; el subíndice 1 ó 2, a la excentricidad de entrepiso considerada. Para la distribución de efectos por torsión, se aplicó la ec. 4.12 (ref. 3). El denominador de esta expresión es:

$$J = \sum R_{jx}(y_{jr})^2 + \sum R_{jy}(x_{jr})^2$$

Con base en la figura 5.3, se obtuvo:

$$J = 40.02(4.22)^2 + 44.79(3.78)^2 + 2[15.42(18.00)^2 + 19.16(10.80)^2 + 19.16(3.60)^2]$$

$$J = 16\,311 \text{ ton-m}^2/\text{cm.}$$

Efectos de los componentes del movimiento del terreno.

I. Componente x del movimiento.

Efecto en los marcos a y b.

Cortante directa (expresión 4.11 de la ref. 3):

$$V_i = R_{jx} V_x / \sum R_{jx} \dots \dots \dots (4.11)$$

$$V_a = 44.79(1097.065c_g) / (40.02 + 44.79) = 579.384c_g \text{ ton.}$$

$$V_b = 517.681c_g \text{ ton.}$$

Cortante por torsión con M_{x1} debida a e_{y1} (expresión 4.12 de la ref. 3):

$$V_i = R_{jx} y_{jr} M_t / J \dots \dots \dots (4.12)$$

$$V_a = 44.79(3.78)(1437.155c_g) / 16311 = 14.918c_g \text{ ton.}$$

$$V_b = 14.880c_g \text{ ton.}$$

Cortante por torsión con M_{x2} debida a e_{y2} :

$$V_a = 44.79(3.78)(-504.650c_g) / 20\,090 = -5.238c_g \text{ ton.}$$

$$V_b = -5.225c_g \text{ ton.}$$

Efecto en los marcos 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

Cortante pbr torsión con $M_{t_{x1}}$ debida a e_{y1} :

$$V_i = R_{jy} x_{jr} M_t / J \dots \dots \dots (4.12)$$

$$V_1 = V_6 = 15.42(18.00)(1437.155c_s) / 16311 = 24.456c_s \text{ ton.}$$

$$V_2 = V_5 = 18.232c_s \text{ ton.}$$

$$V_3 = V_4 = 6.077c_s \text{ ton.}$$

Cortante por torsión con $M_{t_{x2}}$ debido a e_{y2} :

$$V_1 = V_6 = 15.42(18.00)(-504.650c_s) / 16311 = -8.857c_s \text{ ton.}$$

$$V_2 = V_5 = -6.402c_s \text{ ton.}$$

$$V_3 = V_4 = -2.134c_s \text{ ton.}$$

II. Componente y del movimiento del terreno.

Efecto en los marcos 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

Cortante directa.

$$V_i = R_{jy} V_y / \Sigma R_{jy} \dots \dots \dots (4.11)$$

$$V_1 = V_6 = 15.42(1097.065c_s) / [2(15.42) + 4(19.16)]$$

$$V_1 = V_6 = 157.394c_s \text{ ton.}$$

$$V_2 = V_3 = V_4 = V_5 = 195.569c_s \text{ ton.}$$

Cortante por torsión con $M_{t_{y1}}$ debida a e_{x1} :

$$V_i = R_{jy} x_{jr} M_t / J \dots \dots \dots (4.12)$$

$$V_1 = V_6 = 15.42(18.00)(3949c_s) / 16311 = 67.206c_s \text{ ton.}$$

$$V_2 = V_5 = 50.104c_s \text{ ton.}$$

$$V_3 = V_4 = 16.701c_s \text{ ton.}$$

Cortante por torsión con $M_{t_{y2}}$ debida a e_{x2} :

$$V_1 = V_6 = 15.42(18.00)(-3949.434c_s) / 16311 = -67.206c_s \text{ ton}$$

$$V_2 = V_5 = -50.104c_s \text{ ton.}$$

$$V_3 = V_4 = -16.701c_s \text{ ton.}$$

Efecto en los marcos a y b.

Cortante por torsión con Mt_{y1} debida a e_{x1} :

$$V_i = R_{jx} y_{jr} Mt/J \dots \dots \dots (4.12)$$

$$V_a = 44.79(3.78)(-3949.434c_s)/16311 = 40.995c_s \text{ ton.}$$

$$V_b = 40.892c_s \text{ ton.}$$

Cortante por torsión con Mt_{y2} debida a e_{x2} :

$$V_a = 44.79(3.78)(-3949.434c_s)/16311 = -40.995c_s \text{ ton.}$$

$$V_b = -40.892c_s \text{ ton.}$$

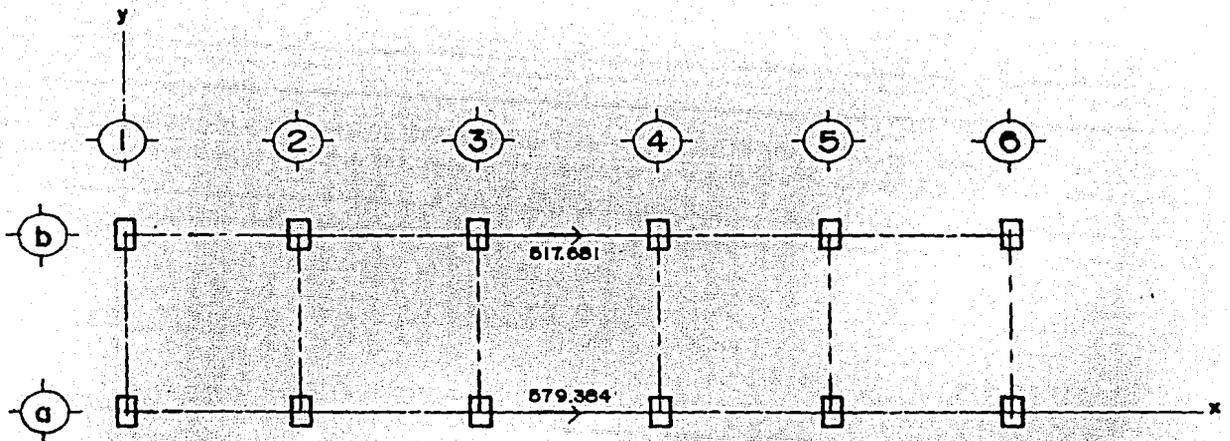
Las fuerzas cortantes en cada marco debidas a los dos componentes del movimiento del terreno se ilustran en las figuras 5.6 y 5.7.

Las fuerzas cortantes (divididas entre c_s) que actúan sobre los marcos, se resumen en la tabla siguiente:

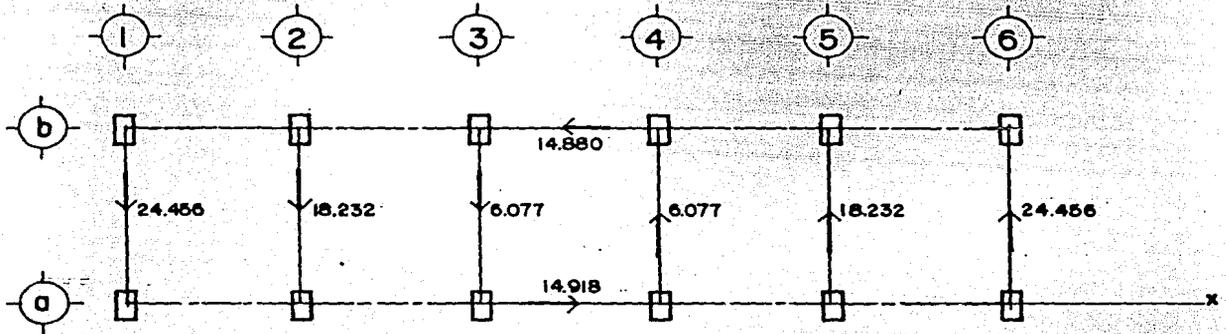
Tabla 5.9.

Entrepiso	Marco eje	Efecto* del componente x		Efecto* del componente y	
		Directa	Torsión	Directa	Torsión
1	a	579.384	14.918		40.995
	b	517.681	5.225		40.892
	1,6		24.456	157.394	67.206
	2,5		18.232	195.569	50.104
	3,4		6.077	195.569	16.701
2	a	509.588	10.200		45.898
	b	422.819	10.188		45.846
	1,6		11.852	123.145	53.332
	2,5		9.905	171.529	44.572
	3,4		3.302	171.529	14.587
3	a	318.724	5.246		28.160
	b	284.367	7.831		28.190
	1,6		9.932	84.762	35.756
	2,5		7.621	108.392	27.435
	3,4		2.540	108.392	9.145

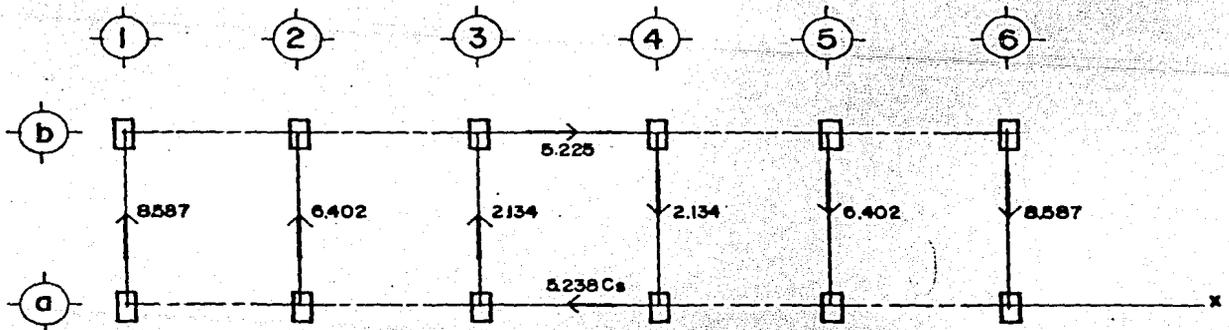
* Fuerzas en ton.



a) CORTANTE DIRECTA (TON).

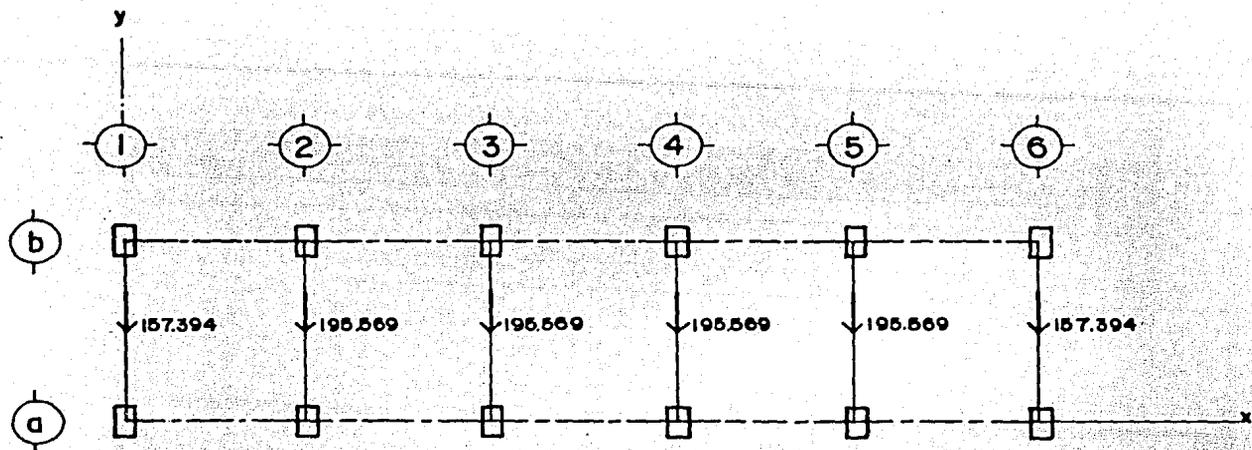


b) CORTANTE POR TORSION CON MT_{x1} (TON).

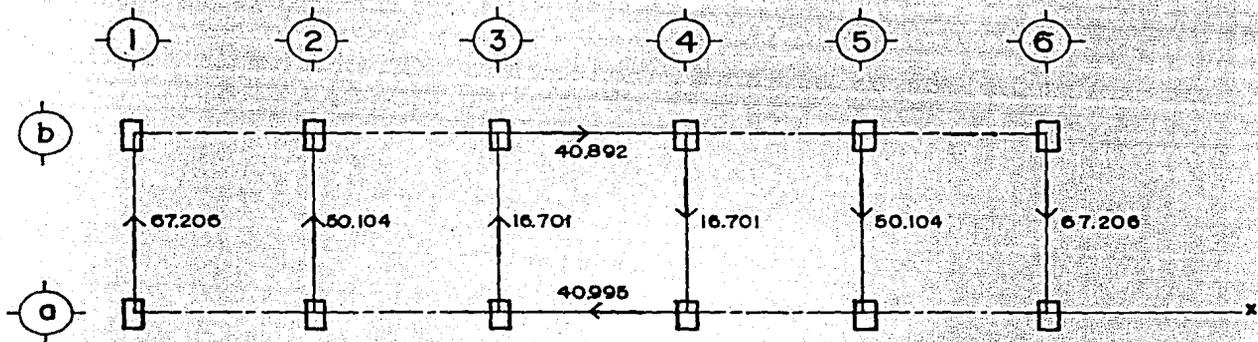


c) CORTANTE POR TORSION CON MT_{x2} (TON):

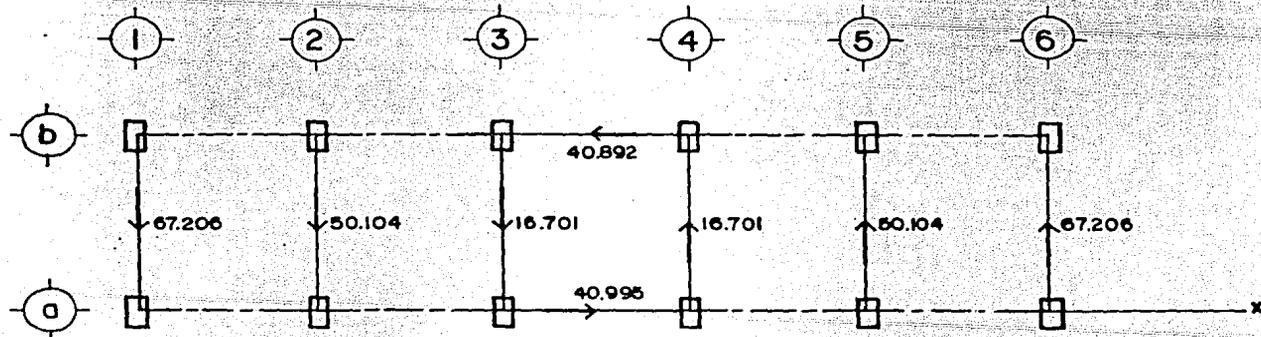
FIG. 5.6 FUERZAS CORTANTES DEBIDAS AL COMPONENTE X DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO, DIVIDIDAS ENTRE C_s .



a) CORTANTE DIRECTA (TON).



b) CORTANTE POR TORSION CON MT_{y2} (TON).



c) CORTANTE POR TORSION CON MT_{y2} (TON).

FIG. 5.7 FUERZAS CORTANTES DEBIDAS AL COMPONENTE 'Y' DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO, DIVIDIDAS ENTRE C_s .

La combinación mas desfavorable de efectos sísmicos se presenta, según se deduce de la tabla anterior, en los marcos a y 2 para las direcciones x e y respectivamente. En estos marcos, las fuerzas cortantes totales son:

Marco eje a.

Debidas al componente x:

$$V_1 = 579.384c_s + 14.918c_s = 594.302c_s \text{ ton.}$$

$$V_2 = 509.588c_s + 10.200c_s = 519.788c_s \text{ ton.}$$

$$V_3 = 318.724c_s + 5.246c_s = 323.970c_s \text{ ton.}$$

Debidas al componente y:

$$V_1 = 40.995c_s \text{ ton.}$$

$$V_2 = 45.898c_s \text{ ton.}$$

$$V_3 = 28.160c_s \text{ ton.}$$

Marco eje 2.

Debidas al componente x:

$$V_1 = 18.232c_s \text{ ton.}$$

$$V_2 = 9.905c_s \text{ ton.}$$

$$V_3 = 7.621c_s \text{ ton.}$$

Debidas al componente y:

$$V_1 = 195.569c_s + 50.104c_s = 245.673c_s \text{ ton.}$$

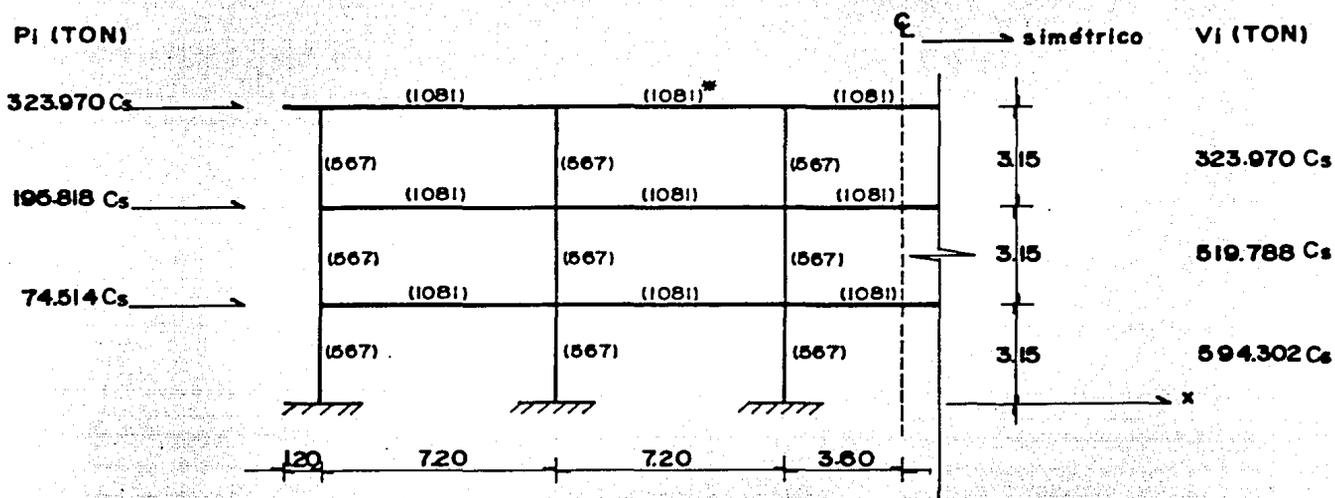
$$V_2 = 171.529c_s + 44.572c_s = 216.101c_s \text{ ton.}$$

$$V_3 = 108.392c_s + 27.435c_s = 135.827c_s \text{ ton.}$$

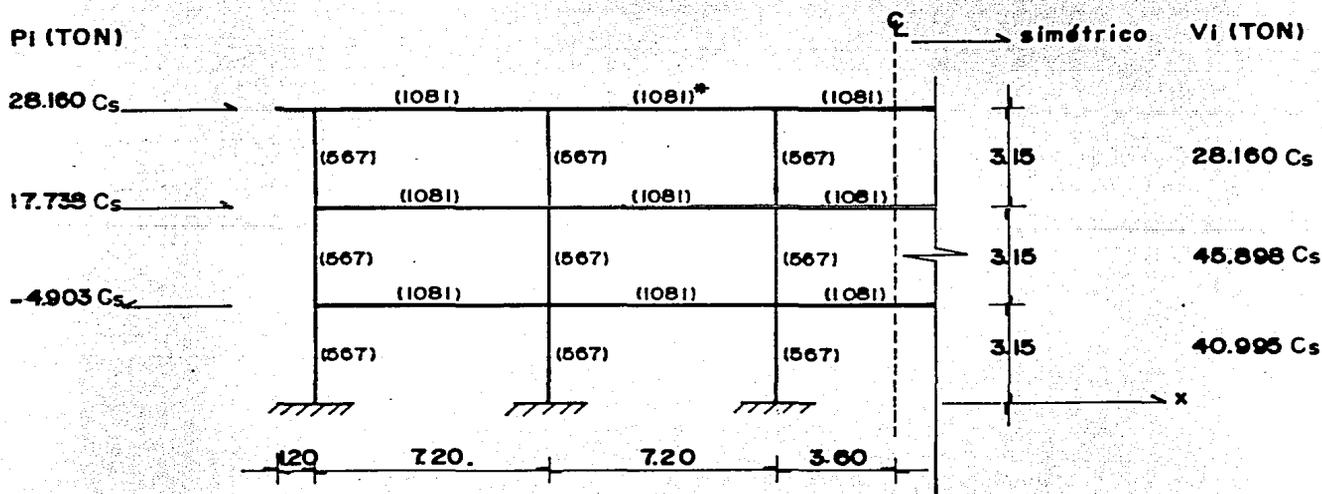
En las figuras 5.8 y 5.9 se muestran las fuerzas laterales y las rigideces relativas de los marcos críticos.

5.2.4 Idealización bajo cargas muerta y viva.

Para el análisis por carga vertical, la carga muerta y la carga viva actuante se reparten en cada marco atendiendo a las áreas tributarias de las figs. 4.8 y 4.9. Las cargas lineales y por metro cuadrado en cada nivel se consignan a continuación.



COMPONENTE X

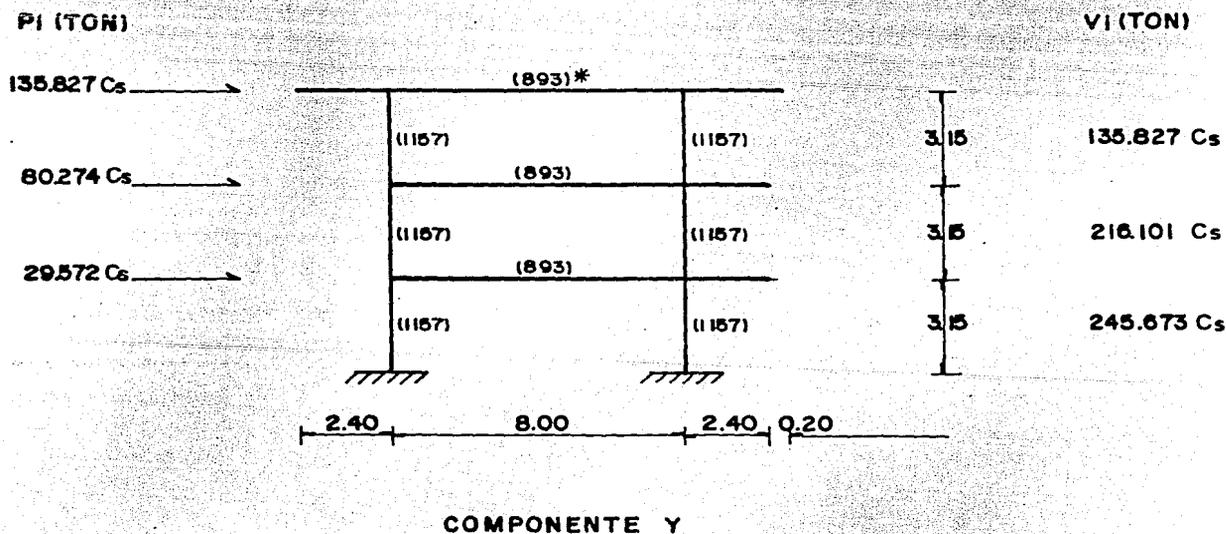
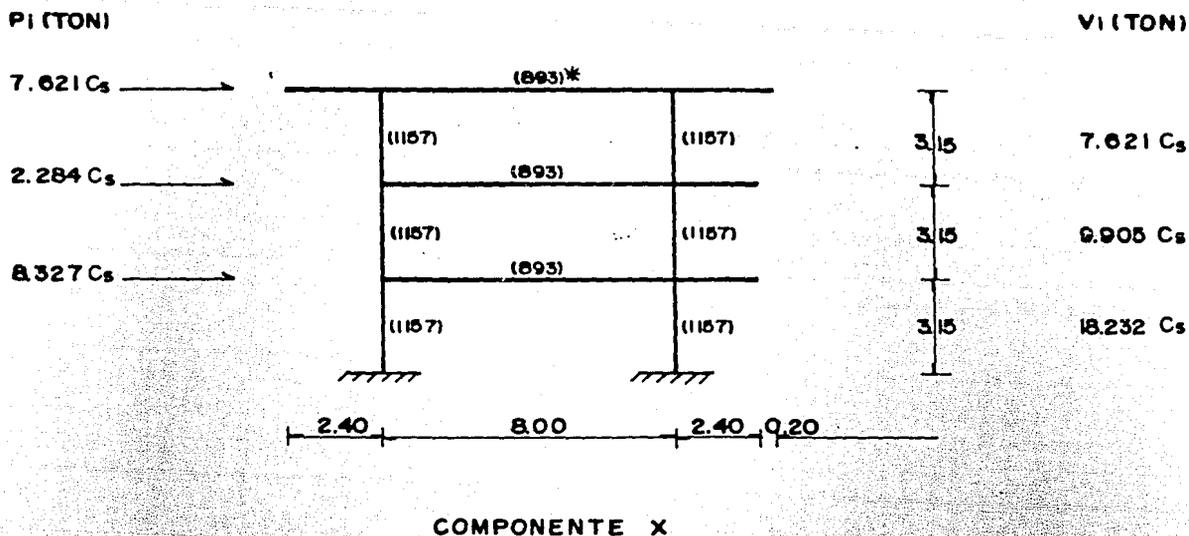


COMPONENTE Y

* VALORES I/L EN CM^3

DIMENSIONES EN M.

FIG. 5.8 MARCO G. EFECTOS DE LOS COMPONENTES X Y DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.



* VALORES I/L EN CM.³

DIMENSIONES EN M.

FIG. 5.9 MARCO 2. EFECTOS DE LOS COMPONENTES X • Y DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.

Cargas por metro cuadrado (kg/m²).

Nivel 3.

Carga muerta	819.4
Carga viva	0.0
Total	819.4

Niveles 2 y 1.

Carga muerta	688.4
Carga viva (aulas)	30.0
Total (aulas)	718.4

Carga muerta	688.4
Carga viva (pasillos)	0.0
Total (pasillos)	688.4

Cargas lineales (kg/m).

Muros en dirección paralela al lado largo	365.4
Muros en dirección paralela al lado corto	459.0
Barandal	288.0

La idealización de los marcos a y 2 bajo cargas verticales se presenta en la fig. 5.10. Las cargas consideradas que ahí aparecen son:

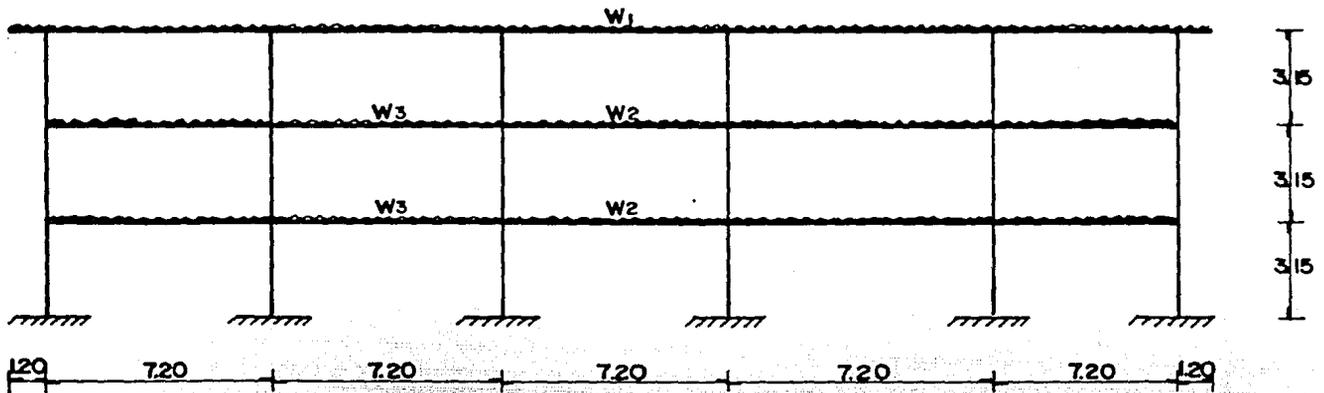
Para marco a. Carga muerta más carga viva:

$$\begin{aligned}w_1 &= 819.4(6.6) &&= 5\,408 \text{ kg/m.} \\w_2 &= 688.4(6.4)+4(30)+365.4+288 &&= 5\,179 \text{ " } \\w_3 &= 688.4(6.4)+4(30)+365.4 &&= 4\,891 \text{ " } \end{aligned}$$

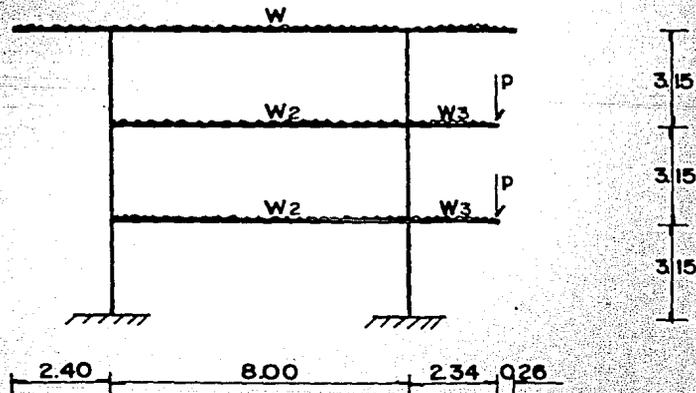
Para marco 2. Carga muerta más carga viva:

$$\begin{aligned}w_1 &= 889.4(7.2) && = 5\ 900\ \text{kg/m.} \\w_2 &= 718.4(7.2)+459 && = 5\ 631\ \text{" .} \\w_3 &= 688.4(7.2) && = 4\ 956\ \text{" .} \\P &= 3.6[288+0.4(0.06)(2400)] && = 1\ 244\ \text{kg .}\end{aligned}$$

Al igual que en la revisión con el Reglamento DDF-76, los pesos de los muros que, por su ubicación dentro de las áreas tributarias, debieran aparecer como cargas concentradas sobre las columnas, se omiten al efectuar el análisis, pero se agregan al revisar la columna.



d) MARCO 1.



b) MARCO 2.

DIMENSIONES EN M.

FIG. 5.10 IDEALIZACION DE LOS MARCOS 1 y 2 BAJO CARGA VERTICAL.

5.3 Análisis estructural.

El análisis estructural de los marcos a y 2 se realizó, al igual que en la revisión del capítulo 4, utilizando el programa TABS de computadora (ref. 6).

Los marcos de las figs. 5.8 y 5.9 se analizaron bajo la acción de fuerzas laterales correspondientes a diversos coeficientes sísmicos. Por tanteos se encontraron los efectos que, combinados con los de carga vertical, igualan la resistencia a flexocompresión biaxial en tres secciones de la columna, según se describe en los párrafos siguientes.

5.4 Estimación del coeficiente sísmico asociado a la falla.

5.4.1 Consideraciones generales.

De acuerdo con los daños observados (cap. 3), la forma principal de falla hizo pensar en esfuerzos verticales excesivos y posiblemente altos esfuerzos de adherencia.

La selección de las secciones estudiadas se basó en las siguientes circunstancias:

a) Las grietas verticales se presentaron sólo en la zona de la columna donde los estribos estaban espaciados a cada 25 cm. En los extremos, donde estaban a cada 5 cm., no hubo grietas.

b) Las grietas verticales ocurrieron principalmente a lo largo del refuerzo longitudinal de las esquinas.

c) Los estribos estaban más cercanos entre sí en los extremos, lo cual aumenta el confinamiento del núcleo y la resistencia en adherencia.

d) El refuerzo longitudinal de las esquinas lo constituían paquetes de dos barras.

e) Los momentos máximos por sismo se presentan en los extremos de las columnas.

Con base en estas consideraciones, en la columna más desfavorable se revisaron como secciones críticas las siguientes:

I. La del extremo inferior. Sección de mayor momento flexionante.

II. A 50 cm. arriba del extremo inferior. Sección en que cambia la separación de estribos (de 5cm. a 25 cm.).

III. La sección localizada a media altura de la columna.

En cada sección se determinó por tanteos, el valor del coeficiente sísmico correspondiente a la falla teórica de la sección, igualando las acciones internas con las resistencias a flexocompresión. Para ese coeficiente se calcularon los esfuerzos de adherencia y la fuerza cortante actuantes, a fin de compararlos con sus correspondientes resistencias. Aunque la forma de falla no estuvo asociada a la fuerza cortante, también se revisó este concepto, para conocer el margen que se tuvo al respecto.

Los criterios aplicados en los cálculos se basaron en las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto de 1976 (ref. 2) y se complementaron con la propuesta para la nueva versión de dichas Normas (ref. 5).

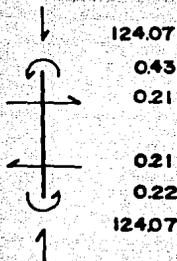
En seguida se presentan los cálculos de los tanteos, en que se igualó la resistencia a flexocompresión de las tres secciones estudiadas.

5.4.2 Efectos sísmicos con $c_B = 0.095$.

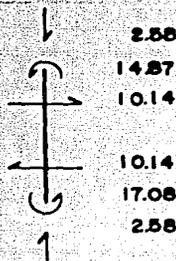
Para $c_B = 0.095$, los efectos por sismo, combinados con los de carga vertical, igualan la resistencia a flexocompresión en el extremo inferior de la columna (sección I). Los cálculos correspondientes son:

a) Fuerzas y momentos internos.

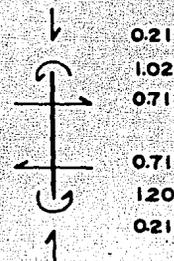
Dirección x.



DEBIDOS A
CARGA VERTICAL

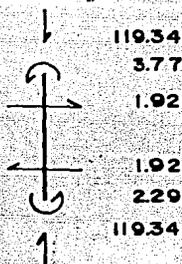


DEBIDOS AL
COMPONENTE X

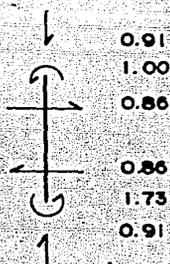


DEBIDOS AL
COMPONENTE Y

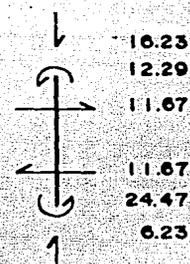
Dirección y.



DEBIDOS A
CARGA VERTICAL



DEBIDOS AL
COMPONENTE X



DEBIDOS AL
COMPONENTE Y

Tabla 5.10

Nivel	Entrepiso	Cortantes totales (ton)		Desp. laterales (cm)	
		Dir. x	Dir. y	Dir. x	Dir. y
3				10.75	11.98
	3	31.58	13.12		
2				8.10	8.55
	2	50.69	20.82		
1				3.87	3.60
	1	57.62	23.86		

b) Efectos de esbeltez (según ref. 4).

Los extremos de la columna se consideraron no restringidos lateralmente en las dos direcciones, de acuerdo con el inciso 1.3.2a de la ref. 4.

Dirección x.

1) Efectos de esbeltez ocasionados por las cargas laterales.

Estos efectos pueden desprejiciarse si se cumple que:

$$\frac{\text{Deformación de entrepiso}}{\text{Diferencia de elevaciones}} < 0.08 \quad \frac{\text{Cortante de entrepiso}}{\text{Suma de cargas vivas y muertas arriba del entrepiso considerado}}$$

En la tabla 5.10 se consignan los valores de la fuerza cortante y la deformación de entrepiso; para calcularlos, se consideró el efecto total del sismo actuando en dirección del marco analizado más el 30 por ciento del que le produce la acción del sismo en dirección perpendicular (art. 237 de la ref. 1).

La suma de cargas vivas y muertas, para los distintos entrepisos, se muestra en la tabla 5.11.

Tabla 5.11

Nivel	Entrepiso	Suma de cargas vivas y muertas (ton)		Desplazamientos laterales totales (cm)	
		Dir. x Marco a	Dir. y Marco 2	Dir. x Marco a	Dir. y Marco 2
3	3	207.74	76.70	0.0005	0.2438
2	2	402.35	139.84	0.0004	0.1629
1	1	596.97	202.98	0.0002	0.0526

Sustituyendo valores:

$$(3.87/315.0); \quad 0.08(57.62/596.97)$$

$0.0123 > 0.0077$ luego, los efectos deben considerarse.

El factor de amplificación correspondiente es:

$$F_{as} = 1 + [(W_u/h)/(R/Q - 1.2(W_u/h))]$$

donde:

W_u suma de las cargas de diseño, muertas y vivas, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

h altura del entrepiso, entre ejes.

R rigidez de entrepiso, que se define como la fuerza cortante en ese entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, provocado por la fuerza cortante mencionada.

Q cantidad adimensional que toma en cuenta la ductilidad.

sustituyendo valores:

$$F_{as} = 1 + [(596.97/315.0)/(44.79/3 - 1.2(596.97)/315.0)]$$

$$F_{as} = 1.150$$

2. Efectos de esbeltez ocasionados por las cargas verticales.

Estos efectos pueden desprejarse si se cumple que:

$$H'/r < 22 \quad \text{o} \quad H'/r < 34 - 12(M_1/M_2)$$

según se trate de desplazamientos laterales apreciables o no respectivamente. El desplazamiento mencionado se considera apreciable (según la ref. 7) si:

$$\Delta/l_u > 1/1500$$

En las desigualdades anteriores:

M_1 y M_2 son respectivamente el menor y mayor momento en los extremos del miembro. El cociente, M_1/M_2 , es positivo si el miembro se deforma en curvatura simple y negativo si lo hace en curvatura doble.

H'	longitud efectiva del miembro.
r	radio de giro de la sección en la dirección analizada.
Δ	deformación relativa del entrepiso entre los niveles que lo limitan.
l_u	longitud libre del miembro.

El desplazamiento relativo del primer entrepiso, debido a las cargas verticales, aparece en la tabla 5.11; sustituyendo:

$$0.0002/295.0 ; 1/1500$$

$6.78(10^{-7}) < 6.66(10^{-4})$ Por tanto, el desplazamiento se considera apreciable y los efectos pueden no considerarse si se cumple:

$$H'/r < 34-12(M_1/M_2)$$

En la estimación de H' se utilizó el nomograma de la fig. 1.1b (ref. 2), donde el grado de restricción rotacional en las juntas está dado por el parámetro:

$$\Psi = \sum(I/L)_c / \sum(I/L)_v$$

En el nudo superior:

$$\Psi = 2(567)/2(1081) = 0.52$$

En el nudo inferior:

$$\Psi = 0, \text{ puesto que se supuso empotrado.}$$

Con estos parámetros, del nomograma se obtuvo:

$$k = 1.08$$

$$H' = 1.08(295) = 318.6 \text{ cm.}$$

$$r = 0.3(35) = 10.5 \text{ cm.}$$

$$H'/r = 318.6/10.5 = 30.34$$

Para la desigualdad en estudio:

$$30.34 < 34-12(M_1/M_2)$$

Bajo carga vertical el cociente, M_1/M_2 , resultó negativo, por tanto la desigualdad se cumple y los efectos de esbeltez pueden despreciarse.

Dirección y.

1) Efectos de esbeltez ocasionados por las cargas laterales.

Estos efectos pueden despreciarse si:

$\frac{\text{Deformación de entrepiso}}{\text{Diferencia de elevaciones}}$	≤ 0.08	$\frac{\text{Cortante de entrepiso}}{\text{Suma de cargas vivas y muertas arriba del entrepiso considerado}}$
--	-------------	---

$$(3.597/315.0); \quad 0.08(23.86/202.98)$$

0.0114 < 0.0094 luego, los efectos deben considerarse.

$$F_{as} = 1 + [(W_u/h)/(R/Q - 1.2(W_u/h))]$$

$$F_{as} = 1 + [(202.98/315.0)/(19.16/3 - 1.2(202.98)/315.0)] -$$

$$F_{as} = 1.115$$

2) Efectos de esbeltez ocasionados por las cargas verticales.

Los desplazamientos laterales que causa esta condición de carga se consideran apreciables si (ref. 7):

$$\Delta/l_u > 1/1500$$

$$0.0526/295.0; \quad 1/1500$$

0.00018 < 0.00067 luego, los desplazamientos son despreciables; en este caso, los efectos de esbeltez se ignoran si:

$$H'/r < 34 - 12(M_1/M_2)$$

Para H':

nudo superior:

$$\Psi = 2(1157)/893 = 2.59$$

nudo inferior:

$$\Psi = 0$$

Del nomograma:

$$k = 1.34$$

$$H' = 1.34(295.0) = 395.3 \text{ cm.}$$

$$r = 0.3(50) = 15 \text{ cm.}$$

$$H'/r = 395.3/15 = 26.35$$

El elemento se deforma en curvatura doble y el signo del cociente, M_1/M_2 , es negativo, por lo que la desigualdad se cumple y los efectos de esbeltez pueden despreciarse ($F_{ab} = 1.0$).

c) Resistencias a flexocompresión.

A continuación se determinan las resistencias a flexocompresión de las tres secciones críticas definidas en 5.4.1.

Acciones internas.

Efectos gravitacionales.

$$P = (124.07 + 119.34)/2 = 121.7 \text{ ton.}$$

$$\text{Excentricidad mínima en dirección } x = 0.05(35) = 1.75 \text{ cm.}$$

$$1.75 \text{ cm.} < 2.00 \text{ cm.}$$

$$M_x = 121.7(0.020) = 2.43 \text{ ton-m} > 0.43 \text{ ton-m.}$$

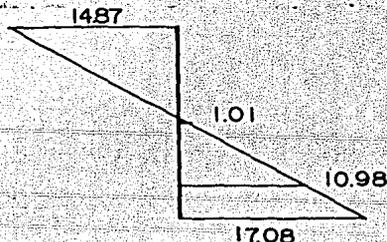
$$\text{Excentricidad mínima en dirección } y = 0.05(50) = 2.50 \text{ cm.}$$

$$2.50 \text{ cm.} > 2.00 \text{ cm.}$$

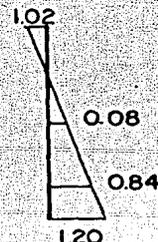
$$M_y = 121.7(0.025) = 3.04 \text{ ton-m} > 2.29 \text{ ton-m.}$$

Diagramas de momento flexionante debidos a los componentes del sismo (ton-m):

Dirección x.

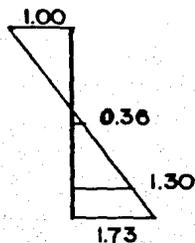


COMPONENTE X

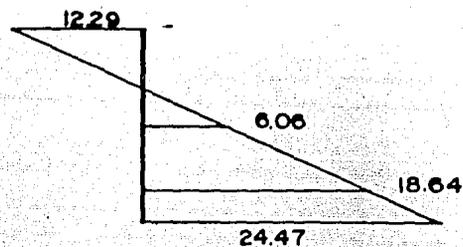


COMPONENTE Y

Dirección y.



COMPONENTE X



COMPONENTE Y

Sección en el extremo inferior (sección I).

En la fig. 5.11 aparece la suma vectorial de momentos en la sección del extremo inferior. Los cálculos, considerando la flexocompresión principal en la dirección y, son:

$$P_u = 121.70 + 16.23 + 0.3(2.58) = 138.70 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 2.43 + 1.150[1.20 + 0.3(17.08)] = 9.70 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cy} = 3.04 + 1.115[24.47 + 0.3(1.73)] = 30.90 \text{ ton-m.}$$

$$e_x = 9.70 / 138.70 = 0.0699 \text{ m.}; e_x/h = 0.20$$

$$e_y = 30.90 / 138.70 = 0.2228 \text{ m.}; e_y/h = 0.44$$

Con los valores obtenidos y:

$$A_s = 37.38 \text{ cm}^2.$$

$$p = 0.021$$

$$q = 0.620$$

de la fig. 5 de las Normas; se obtuvo:

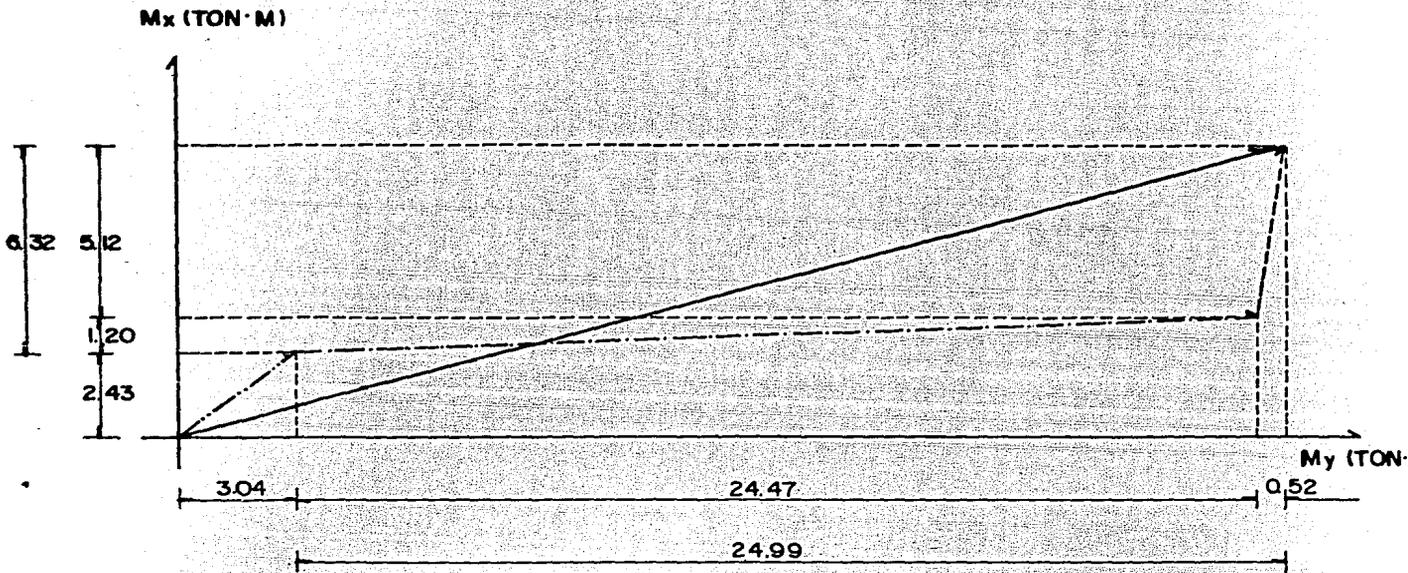
$$k_x = 1.07$$

$$k_y = 0.72$$

$$P_{Rx} = 1.07(35)(50)(136) = 254\,660 \text{ kg.}$$

$$P_{Ry} = 0.71(35)(50)(136) = 168\,980 \text{ kg.}$$

$$P_{Ro} = 35(50)(136) + 4000(37.38) = 387\,250 \text{ kg.}$$



- EFECTOS GRAVITACIONALES.
- EFECTOS DEBIDOS AL 100% DEL COMPONENTE 'Y' DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.
- EFECTOS DEBIDOS AL 30% DEL COMPONENTE 'X' DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.
- EFECTOS TOTALES (SUMA VECTORIAL).

FIG. 5.11 SUMA VECTORIAL DE MOMENTOS CON LA FLEXOCOMPRESION PRINCIPAL EN DIRECCION 'Y'

Aplicando la ec. 2.14 de las Normas:

$$P_R = [(1/254660) + (1/168980) - (1/387520)]^{-1} = 137\ 662 \text{ kg.}$$

$$P_R \doteq P_u$$

Con la flexocompresión principal en dirección x, para el mismo extremo:

$$P_u = 121.70 + 2.58 + 0.3(16.23) = 129.15 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 2.43 + 1.150[17.08 + 0.3(1.20)] = 22.49 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cy} = 3.04 + 1.115[1.73 + 0.3(24.47)] = 13.15 \text{ ton-m.}$$

$$e_x = 22.49/129.15 = 0.1741 \text{ m.}; e_x/h = 0.50$$

$$e_y = 13.15/129.15 = 0.1018 \text{ m.}; e_y/h = 0.20$$

Con:

$$A_s = 37.38 \text{ cm}^2.$$

$$p = 0.021$$

$$q = 0.620$$

de la fig. 5 se obtuvo:

$$k_x = 0.66$$

$$k_y = 1.07$$

$$P_{Rx} = 0.66(35)(50)(136) = 157\ 080 \text{ kg.}$$

$$P_{Ry} = 1.07(35)(50)(136) = 254\ 660 \text{ kg.}$$

$$P_{Ro} = 35(50)(136) + 4000(37.38) = 387\ 250 \text{ kg.}$$

$$P_R = [(1/157080) + (1/254660) - (1/387520)]^{-1} = 129\ 660 \text{ kg.}$$

$$P_R \doteq P_u$$

Prácticamente no hay predominio de la flexocompresión en ninguna de las dos direcciones.

Sección a 50 cm. arriba del apoyo (sección II).

Rige la flexocompresión principal en x.

$$P_u = 129.15 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 2.43 + 1.150[10.98 + 0.3(0.84)] = 15.35 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cy} = 3.04 + 1.115[1.30 + 0.3(18.64)] = 10.72 \text{ ton-m.}$$

$$e_x = 15.35/129.15 = 0.1189 \text{ m.}; \quad e_x/h = 0.34$$

$$e_y = 10.72/129.15 = 0.0830 \text{ m.}; \quad e_y/h = 0.17$$

$$k_x = 0.71; \quad P_{Rx} = 168\,980 \text{ kg.}$$

$$k_y = 1.13; \quad P_{Ry} = 268\,940 \text{ kg.}$$

$$P_{Ro} = 387\,520 \text{ kg.}$$

$$P_R = [(1/168980) + (1/268940) - (1/387520)]^{-1} = 141\,730 \text{ kg}$$

$$P_R > P_u.$$

Sección a media altura de la columna (sección III).

Rige la flexocompresión principal en y.

$$P_u = 138.70 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 2.43 + 1.150[0.08 + 0.3(1.01)] = 2.87 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cy} = 3.04 + 1.115[6.06 + 0.3(0.36)] = 9.92 \text{ ton-m.}$$

$$e_x = 2.87/138.70 = 0.0207 \text{ m.}; \quad e_x/h = 0.06$$

$$e_y = 9.92/138.70 = 0.0715 \text{ m.}; \quad e_y/h = 0.14$$

$$k_x = 1.42; \quad P_{Rx} = 337\,960 \text{ kg.}$$

$$k_y = 1.21; \quad P_{Ry} = 287\,980 \text{ kg.}$$

$$P_{Ro} = 387\,520 \text{ kg.}$$

$$P_R = [(1/337960) + (1/287980) - (1/387520)]^{-1} = 259\,681 \text{ kg}$$

$$P_R > P_u.$$

d) Resistencia por adherencia.

Los esfuerzos por adherencia se valuaron con la expresión (ref. 8):

$$u = V/jd(\Sigma o)$$

donde:

V fuerza cortante en la sección considerada.

jd brazo de palanca interno $\approx 0.6h$ en columnas.

Σo área del acero en contacto con el concreto por unidad de longitud.

y, se compararon con el esfuerzo admisible (ref. 8):

$$u_R = 6(f^*c)^{1/2}/\phi \leq 50 \text{ kg/cm}^2.$$

donde:

f^*c resistencia nominal del concreto a compresión.

ϕ diámetro de la varilla.

Dirección x.

Cortante actuante (debido a la acción gravitacional más el de la acción sísmica).

$$V_x = 210 + 10140 = 10350 \text{ kg.}$$

$$\Sigma o = 28 \text{ cm.}$$

$$jd = 0.6(35) = 21 \text{ cm.}$$

$$u_x = 10350/21(28) = 17.60 \text{ kg/cm}^2.$$

Dirección y.

$$V_y = 1920 + 11670 = 13590 \text{ kg.}$$

$$\Sigma o = 28 \text{ cm.}$$

$$jd = 0.6(50) = 30 \text{ cm.}$$

$$u_y = 13590/30(28) = 16.18 \text{ kg/cm}^2.$$

Para ambas direcciones el esfuerzo resistente es:

$$u_R = 6[0.8(200)]^{1/2}/2.54 = 29.88 \text{ kg/cm}^2.$$

$$u_R > u_x.$$

$$u_R > u_y.$$

e) Resistencias a fuerza cortante.

La fuerza cortante se tomó como la suma de la que produce la acción gravitacional y la debida al sismo, y se comparó con la resistencia que resultó de aplicar las ecuaciones 2.17 y 2.19 de las Normas DDF-76 (ref. 2). La fuerza cortante que toma el concreto es:

$$V_{CR} = 0.5bd(f^*c)^{1/2}, \text{ si } p \geq 0.01 \dots \dots \dots (2.16)$$

donde:

b ancho de la sección.

d peralte efectivo.

f*c resistencia nominal del concreto a compresión.

además, de acuerdo con el punto II del inciso 2.1.5 de la misma ref. 2, "en miembros a flexocompresión en los que P_u , no exceda de $0.7(f^*c)(Ag)+2000As$ la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecuaciones 2.16 ó 2.17 por $1+0.007(P_u / Ag)$ ". Aquí, P_u se tomó como la mas critica para cortante, es decir, cuando P disminuye por las cargas de tensión que induce el sismo.

La fuerza cortante que toman los estribos, se obtuvo de la ecuación 2.19, y es:

$$V_s = A_v(f_y)d/s$$

donde:

A_v área transversal del refuerzo por tensión diagonal.

s separación entre estribos.

f_y esfuerzo de fluencia del acero de los estribos.

d peralte efectivo de la sección.

En la propuesta de reformas de las Normas Técnicas Complementarias (ref. 5), se establece que para considerar efectiva la contribución por cortante de los estribos, no deben separarse mas de la mitad del ancho de la sección con el fin de asegurar la existencia de algún estribo, al presentarse grietas (teóricamente a 45°) debidas a tensión diagonal.

Dirección x.

Cortante actuante:

$$V_x = 10\ 350 \text{ kg.}$$

Resistencia suministrada por el concreto:

$$V_{CRx} = 0.5(50)(30)[0.8(200)]^{1/2} = 9\ 487 \text{ kg.}$$

Es posible aumentar la resistencia a cortante si:

$$P_u < 0.7(f \cdot c)Ag + 2000As$$

$$138\ 700; \quad 0.7(0.8)(200)(35)(50) + 2000(37.38)$$

138 700 < 270 760 por tanto, la resistencia incrementada se obtuvo multiplicando la resistencia debida al concreto por:

$$1 + 0.007(P_u / Ag) = 1 + 0.007(104696) / 35(50) = 1.42$$

$$V_{CRx} = 1.42(9487) = 13\ 472\ \text{kg.}$$

Resistencia suministrada por los estribos:

En la dirección x se despreja la contribución de los estribos, porque su separación excede de la mitad del ancho que se considera.

Resistencia total:

$$V_{Rx} = 13\ 472\ \text{kg.}$$

Dirección y.

Cortante actuante:

$$V_y = 13\ 590\ \text{kg.}$$

Resistencia suministrada por el concreto:

$$V_{CRy} = 0.3(35)(45)[0.8(200)]^{1/2} = 9\ 961\ \text{kg.}$$

Resistencia incrementada por efecto de la carga axial:

$$V_{CRy} = 1.42(9\ 961) = 14\ 145\ \text{kg.}$$

Resistencia suministrada por los estribos:

$$V_{sy} = 1.42(4000)(45) / 25 = 10\ 224\ \text{kg.}$$

Resistencia total:

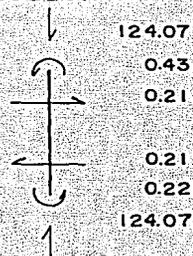
$$V_{Ry} = 14145 + 10224 = 24\ 369\ \text{kg.}$$

5.4.3 Efectos sismicos con $c_s = 0.125$.

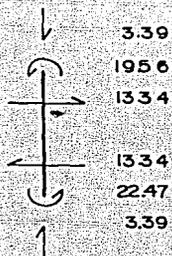
Para $c_s = 0.125$, los efectos por sismo, combinados con los de carga vertical, igualan la resistencia a flexocompresión a 50 cm arriba del extremo inferior (sección II). Los cálculos correspondientes se presentan a continuación, con los mismos criterios que se siguieron para $c_s = 0.095$.

a) Fuerzas y momentos internos.

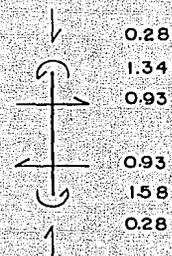
Dirección x.



DEBIDOS A
CARGA VERTICAL

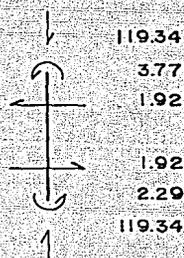


DEBIDOS AL
COMPONENTE X

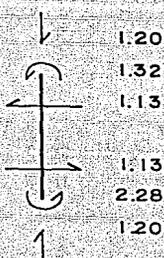


DEBIDOS AL
COMPONENTE Y

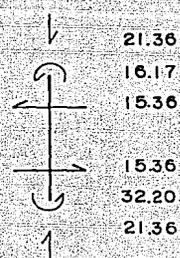
Dirección y.



DEBIDOS A
CARGA VERTICAL



DEBIDOS AL
COMPONENTE X



DEBIDOS AL
COMPONENTE Y

Tabla 5.12

Nivel	Entrepiso	Cortantes totales (ton)		Desp. laterales (cm)	
		Dir. x	Dir. y	Dir. x	Dir. y
3				14.15	15.77
	3	41.55	17.26		
2				10.66	11.25
	2	66.70	27.39		
1				5.09	4.73
	1	75.82	31.39		

b) Efectos de esbeltez.

Dirección_x.

1) Efectos de esbeltez ocasionados por las cargas laterales.

Estos efectos pueden despreciarse si:

<u>Deformación de entrepiso</u>	< 0.08	<u>Cortante de entrepiso</u>
Diferencia de elevaciones		Suma de cargas vivas y muertas arriba del entrepiso considerado

En la tabla 5.12 se consignan los valores de la fuerza cortante y la deformación de entrepiso. La suma de cargas vivas y muertas se presenta en la tabla 5.11.

Sustituyendo valores, para la desigualdad:

$$(5.09/315.0); 0.08(75.82/596.97)$$

0.0162 > 0.0102 por tanto, los efectos deben considerarse.

El factor de amplificación correspondiente resultó:

$$F_{as} = 1 + [(596.97/315.0) / (44.79/3 - 1.2(596.97)/315.0)]$$

$$F_{as} = 1.150$$

2. Los efectos de esbeltez ocasionados por las cargas verticales se desprecian, de acuerdo con lo concluido en 5.2b).

$$F_{ab} = 1.0$$

Dirección_y.

1) Efectos de esbeltez ocasionados por las cargas laterales.

Estos efectos pueden despreciarse si:

<u>Deformación de entrepiso</u>	< 0.08	<u>Cortante de entrepiso</u>
Diferencia de elevaciones		Suma de cargas vivas y muertas arriba del entrepiso considerado

Sustituyendo valores para la desigualdad:

$$(4.730/315.0); 0.08(31.39/202.98)$$

$0.0150 < 0.0120$ luego, los efectos deben considerarse.

El factor de amplificación correspondiente es:

$$F_{as} = 1 + [(202.98/315.0) / (19.16/3 - 1.2(202.98)/315.0)]$$

$$F_{as} = 1.115$$

2) Los efectos de esbeltez ocasionados por las cargas verticales se desprecian, según 5.4.2b).

$$F_{ab} = 1.0$$

c) Resistencias a flexocompresión.

Acciones internas.

Efectos gravitacionales.

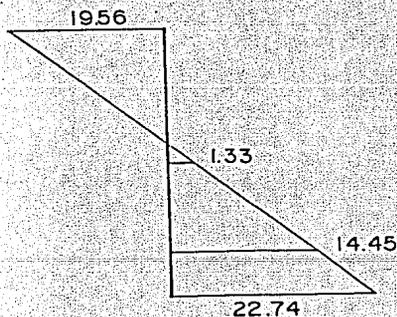
$$P = 121.7 \text{ ton.}$$

$$M_x = 2.43 \text{ ton-m.}$$

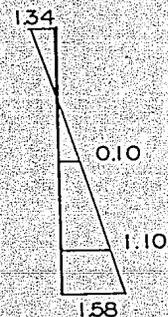
$$M_y = 3.04 \text{ ton-m.}$$

Diagramas de momento flexionante debidos a los componentes del sismo (ton-m):

Dirección x.

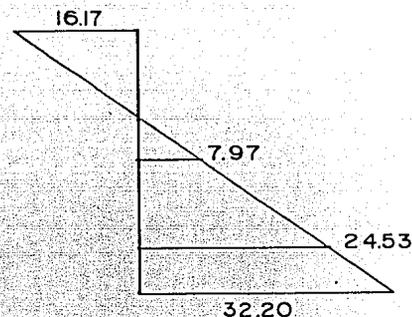
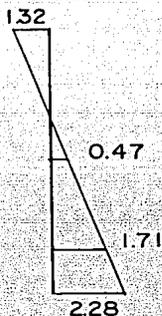


COMPONENTE X



COMPONENTE Y

Dirección y.



COMPONENTE X

COMPONENTE Y

Sección en el extremo inferior (sección I).

Rige la flexocompresión principal en x.

$$P_u = 121.70 + 3.39 + 0.3(21.36) = 131.50 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 2.43 + 1.150[22.47 + 0.3(1.58)] = 28.82 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cy} = 3.04 + 1.115[2.28 + 0.3(32.20)] = 16.35 \text{ ton-m.}$$

$$e_x = 28.82/131.50 = 0.2192 \text{ m.}; e_x/h = 0.63$$

$$e_y = 16.35/131.50 = 0.1243 \text{ m.}; e_y/h = 0.25$$

Con:

$$A_s = 37.38 \text{ cm}^2.$$

$$p = 0.021$$

$$q = 0.620$$

de la fig. 5 de las Normas (ref. 2); se obtuvo:

$$k_x = 0.53; P_{Rx} = 126\ 140 \text{ kg.}$$

$$k_y = 0.98; P_{Ry} = 233\ 240 \text{ Kg.}$$

$$P_{Ro} = 387\ 520 \text{ kg.}$$

$$P_R = [(1/126140) + (1/233240) - (1/387520)]^{-1} = 103\ 792 \text{ kg.}$$

La resistencia necesaria, P_u , excede a P_R en 26 por ciento aproximadamente.

Sección a 50 cm. arriba del apoyo (sección II).

Rige la flexocompresión principal en y.

$$P_u = 144.08 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 2.43 + 1.150[1.10 + 0.3(14.45)] = 8.68 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cy} = 3.04 + 1.115[24.53 + 0.3(1.71)] = 30.96 \text{ ton-m.}$$

$$e_x = 8.68/144.08 = 0.0602 \text{ m.}; \quad e_x/h = 0.17$$

$$e_y = 30.96/144.08 = 0.2149 \text{ m.}; \quad e_y/h = 0.43$$

$$k_x = 1.11; \quad P_{Rx} = 264 \text{ 180 kg.}$$

$$k_y = 0.73; \quad P_{Ry} = 173 \text{ 740 kg.}$$

$$P_{Ro} = 387 \text{ 520 kg.}$$

$$P_R = [(1/264180) + (1/173740) - (1/387520)]^{-1} = 143 \text{ 668 kg}$$

$$P_R \dot{=} P_u.$$

Sección a media altura de la columna (sección III).

Rige la flexocompresión principal en y.

$$P_u = 144.08 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 2.43 + 1.150[0.10 + 0.3(1.33)] = 3.00 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cy} = 3.04 + 1.115[7.97 + 0.3(0.47)] = 12.08 \text{ ton-m.}$$

$$e_x = 3.00/144.08 = 0.0208 \text{ m.}; \quad e_x/h = 0.06$$

$$e_y = 12.08/144.08 = 0.0838 \text{ m.}; \quad e_y/h = 0.17$$

$$k_x = 1.42; \quad P_{Rx} = 337 \text{ 960 kg.}$$

$$k_y = 1.11; \quad P_{Ry} = 264 \text{ 180 kg.}$$

$$P_{Ro} = 387 \text{ 520 kg.}$$

$$P_R = [(1/337960) + (1/264180) - (1/387520)]^{-1} = 240 \text{ 170 kg}$$

$$P_R > P_u.$$

d) Resistencia por adherencia.

Dirección x.

$$V_x = 210 + 13340 = 13\ 550 \text{ kg.}$$

$$\Sigma o = 28 \text{ cm.}$$

$$jd = 0.6(35) = 21 \text{ cm.}$$

$$u_x = 13550 / 21(28) = 23.04 \text{ kg/cm}^2.$$

Dirección y.

$$V_y = 1920 + 15360 = 17\ 280 \text{ kg.}$$

$$\Sigma o = 28 \text{ cm.}$$

$$jd = 0.6(50) = 30 \text{ cm.}$$

$$u_y = 17280 / 30(28) = 20.57 \text{ kg/cm}^2.$$

Para las dos direcciones:

$$u_R = 6[0.8(200)]^{1/2} / 2.54 = 29.88 \text{ kg/cm}^2.$$

$$u_R > u_x.$$

$$u_R > u_y.$$

e) Resistencias a fuerza cortante.

Dirección x.

Cortante actuante:

$$V_x = 13\ 550 \text{ kg.}$$

Resistencia suministrada por el concreto:

$$V_{CRx} = 0.5(50)(30)[0.8(200)]^{1/2} = 9\ 487 \text{ kg.}$$

La resistencia incrementada debido a la carga axial se obtuvo multiplicando por:

$$1 + 0.007(P_u / A_g) = 1 + 0.007(99323) / 35(50) = 1.40$$

$$V_{CRx} = 1.40(9487) = 13\ 282 \text{ kg.}$$

Resistencia suministrada por los estribos:

$$V_{sx} = 0$$

Resistencia total:

$$V_{Rx} = 13\ 282\ \text{kg.}$$

Dirección y.

Cortante actuante:

$$V_y = 17\ 280\ \text{kg.}$$

Resistencia suministrada por el concreto:

$$V_{GRy} = 0.3(35)(45)[0.8(200)]^{1/2} = 9\ 961\ \text{kg.}$$

Resistencia incrementada por efecto de la carga axial:

$$V_{GRy} = 1.40(9\ 961) = 13\ 945\ \text{kg.}$$

Resistencia suministrada por los estribos:

$$V_{sy} = 1.42(4000)(45)/25 = 10\ 224\ \text{kg.}$$

Resistencia total:

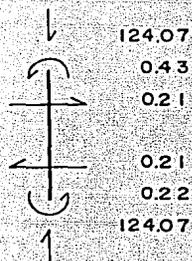
$$V_{Ry} = 13945 + 10224 = 24\ 169\ \text{kg.}$$

5.4.4 Efectos sismicos con $c_s = 0.370$.

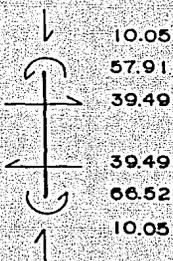
Para $c_s = 0.370$, los efectos por sismo, combinados con los de carga vertical, igualan la resistencia a flexocompresión a 50 cm arriba del extremo inferior (sección III). Los cálculos siguiendo los de 5.4.2, son:

a) Fuerzas y momentos internos.

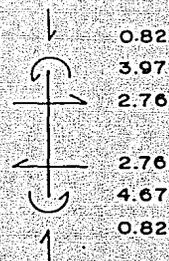
Dirección x.



DEBIDOS A
CARGA VERTICAL

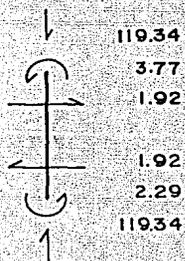


DEBIDOS AL
COMPONENTE X

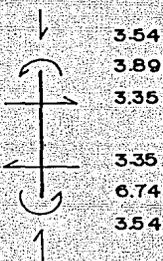


DEBIDOS AL
COMPONENTE Y

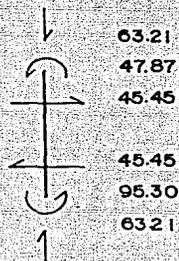
Dirección y.



DEBIDOS A
CARGA VERTICAL



DEBIDOS AL
COMPONENTE X



DEBIDOS AL
COMPONENTE Y

Tabla 5.13

Nivel	Entrepiso	Cortantes totales (ton)		Desp. laterales (cm)	
		Dir. x	Dir. y	Dir. x	Dir. y
3				41.88	46.67
	3	123.00	51.10		
2				31.54	33.31
	2	197.42	81.09		
1				15.08	14.01
	1	224.41	92.93		

b) Efectos de esbeltez.

Dirección x.

1) Efectos de esbeltez ocasionados por las cargas laterales.

Estos efectos pueden despreciarse si:

<u>Deformación de entrepiso</u>	< 0.08	<u>Cortante de entrepiso</u>
Diferencia de elevaciones		Suma de cargas vivas y muertas arriba del entrepiso considerado

En la tabla 5.13 se consignan los valores de la fuerza cortante y la deformación de entrepiso. La suma de cargas vivas y muertas se presenta en la tabla 5.11.

Sustituyendo valores, para la desigualdad:

$$(15.08/315.0); \quad 0.08(224.41/596.97)$$

0.0478 $>$ 0.0301 luego, los efectos deben considerarse.

El factor de amplificación correspondiente resultó:

$$W_{as} = 1 + [(596.97/315.0) / (44.79/3 - 1.2(596.97)/315.0)]$$

$$W_{as} = 1.150$$

2. Los efectos de esbeltez ocasionados por las cargas verticales se desprecian, de acuerdo con lo concluido en 5.4.2b).

$$F_{ab} = 1.0$$

Dirección y.

1) Efectos de esbeltez ocasionados por las cargas laterales.

Estos efectos pueden despreciarse si:

<u>Deformación de entrepiso</u>	< 0.08	<u>Cortante de entrepiso</u>
Diferencia de elevaciones		Suma de cargas vivas y muertas arriba del entrepiso considerado

Sustituyendo valores para la desigualdad:

$$(14.01/315.0); 0.08(92.93/202.98)$$

$0.0445 < 0.0366$ luego, los efectos deben considerarse.

El factor de amplificación correspondiente es:

$$F_{as} = 1 + [(202.98/315.0) / (19.16/3 - 1.2(202.98)/315.0)]$$

$$F_{as} = 1.115$$

2) Los efectos de esbeltez ocasionados por las cargas verticales se desprecian, según 5.4.2b).

$$F_{ab} = 1.0$$

c) Resistencias a flexocompresión.

Acciones internas.

Efectos gravitacionales.

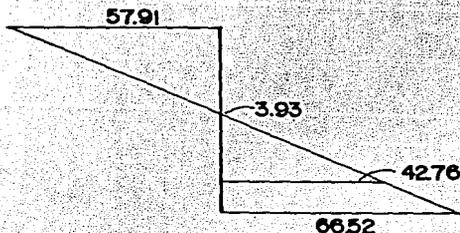
$$P = 121.7 \text{ ton.}$$

$$M_x = 2.43 \text{ ton-m.}$$

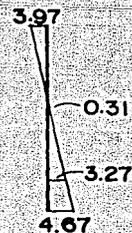
$$M_y = 3.04 \text{ ton-m.}$$

Diagramas de momento flexionante debidos a los componentes del sismo (ton-m):

Dirección x.



COMPONENTE X

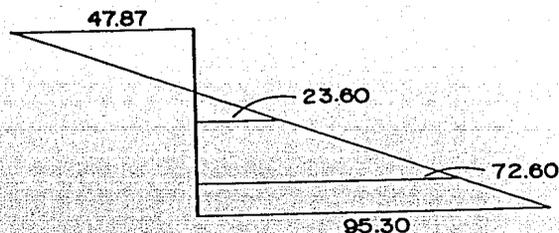


COMPONENTE Y

Dirección y.



COMPONENTE X



COMPONENTE Y

Sección en el extremo inferior (sección I).

Rige la flexocompresión principal en x.

$$P_u = 121.70 + 10.05 + 0.3(63.21) = 150.71 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 2.43 + 1.150[66.52 + 0.3(4.67)] = 80.54 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cy} = 3.04 + 1.115[6.74 + 0.3(95.30)] = 42.43 \text{ ton-m.}$$

$$e_x = 80.54 / 150.71 = 0.5344 \text{ m.}; e_x/h = 1.53$$

$$e_y = 42.43 / 150.71 = 0.2815 \text{ m.}; e_y/h = 0.56$$

Con:

$$A_s = 37.38 \text{ cm}^2.$$

$$p = 0.021$$

$$q = 0.620$$

de la fig. 5 de las Normas (ref. 2); se obtuvo:

$$k_x = 0.20; P_{Rx} = 47\ 600 \text{ kg.}$$

$$k_y = 0.61; P_{Ry} = 145\ 180 \text{ Kg.}$$

$$P_{Ro} = 387\ 520 \text{ kg.}$$

$$P_R = [(1/47600) + (1/145180) - (1/387520)]^{-1} = 39\ 501 \text{ kg.}$$

$$P_R < P_u$$

Sección a 50 cm. arriba del apoyo (sección II).

Rige la flexocompresión principal en y.

$$P_u = 187.92 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 2.43 + 1.150[3.27 + 0.3(42.76)] = 20.94 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cy} = 3.04 + 1.115[72.60 + 0.3(5.06)] = 85.68 \text{ ton-m.}$$

$$e_x = 20.94/187.92 = 0.1116 \text{ m.}; \quad e_x/h = 0.32$$

$$e_y = 85.68/187.92 = 0.4559 \text{ m.}; \quad e_y/h = 0.91$$

$$k_x = 0.87; \quad P_{Rx} = 207 \ 060 \text{ kg.}$$

$$k_y = 0.40; \quad P_{Ry} = 95 \ 200 \text{ kg.}$$

$$P_{Ro} = 387 \ 520 \text{ kg.}$$

$$P_R = [(1/207060) + (1/95200) - (1/387520)]^{-1} = 78 \ 412 \text{ kg.}$$

$$P_R < P_u.$$

Sección a media altura de la columna (sección III).

Rige la flexocompresión principal en y.

$$P_u = 187.92 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 2.43 + 1.150[0.31 + 0.3(3.93)] = 4.14 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cy} = 3.04 + 1.115[23.60 + 0.3(1.40)] = 29.82 \text{ ton-m.}$$

$$e_x = 4.14/187.92 = 0.0220 \text{ m.}; \quad e_x/h = 0.06$$

$$e_y = 29.82/187.92 = 0.1587 \text{ m.}; \quad e_y/h = 0.32$$

$$k_x = 1.42; \quad P_{Rx} = 337 \ 960 \text{ kg.}$$

$$k_y = 0.86; \quad P_{Ry} = 204 \ 680 \text{ kg.}$$

$$P_{Ro} = 387 \ 520 \text{ kg.}$$

$$P_R = [(1/337960) + (1/204680) - (1/387520)]^{-1} = 189 \ 966 \text{ kg}$$

$$P_R \approx P_u.$$

d) Resistencia por adherencia.

Dirección x.

$$V_x = 210 + 39490 = 39\ 700 \text{ kg.}$$

$$\Sigma o = 28 \text{ cm.}$$

$$jd = 0.6(35) = 21 \text{ cm.}$$

$$u_x = 39700 / 21(28) = 67.52 \text{ kg/cm}^2.$$

Dirección y.

$$V_y = 1920 + 45450 = 47\ 370 \text{ kg.}$$

$$\Sigma o = 28 \text{ cm.}$$

$$jd = 0.6(50) = 30 \text{ cm.}$$

$$u_y = 47370 / 30(28) = 56.39 \text{ kg/cm}^2.$$

Para las dos direcciones, el esfuerzo resistente es:

$$u_R = 6[0.8(200)]^{1/2} / 2.54 = 29.88 \text{ kg/cm}^2.$$

$$u_R < u_x.$$

$$u_R < u_y.$$

e) Resistencias a fuerza cortante.

Dirección x.

Cortante actuante:

$$V_x = 39\ 700 \text{ kg.}$$

Resistencia suministrada por el concreto:

$$V_{CRx} = 0.5(50)(30)[0.8(200)]^{1/2} = 9\ 487 \text{ kg.}$$

La resistencia incrementada debido a la carga axial se obtuvo multiplicando por:

$$1 + 0.007(P_u / Ag) = 1 + 0.007(55475) / 35(50) = 1.22$$

$$V_{CRx} = 1.22(9487) = 11\ 574 \text{ kg.}$$

Resistencia suministrada por los estribos:

$$V_{sx} = 0$$

Resistencia total:

$$V_{Rx} = 11\,574 \text{ kg.}$$

Dirección y.

Cortante actuante:

$$V_y = 47\,370 \text{ kg.}$$

Resistencia suministrada por el concreto:

$$V_{CRy} = 0.3(35)(45)[0.8(200)]^{1/2} = 9\,961 \text{ kg.}$$

Resistencia incrementada por efecto de la carga axial:

$$V_{CRy} = 1.22(9961) = 12\,152 \text{ kg.}$$

Resistencia suministrada por los estribos:

$$V_{sy} = 1.42(4000)(45)/25 = 10\,224 \text{ kg.}$$

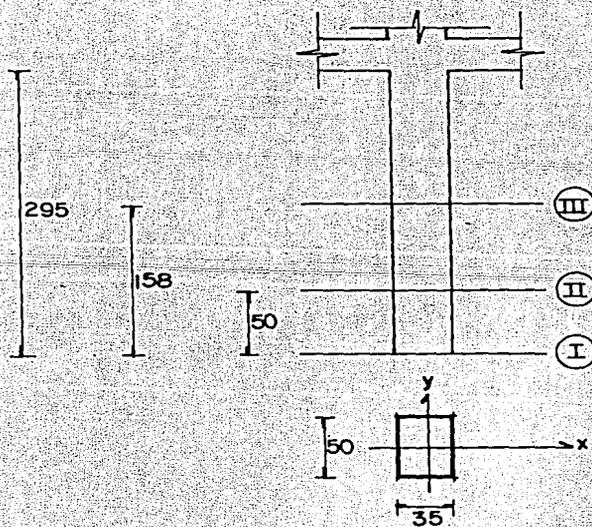
Resistencia total:

$$V_{Ry} = 12152 + 10224 = 22\,376 \text{ kg.}$$

En la tabla siguiente se resumen las acciones y las resistencias en flexocompresión, adherencia y cortante para las tres secciones estudiadas:

Tabla 5 14

Coef. sísmico	Sección	Flexocompresión (ton)		Adherencia* (kg/cm ²)			Cortante* (ton)			
		P _u	P _R	u _x	u _y	u _R	V _x	V _y	V _{Rx}	V _{Ry}
0.095	I	138.70	137.66	17.60	16.18	29.88	10.35	13.59	13.47	24.37
	II	129.15	141.73							
	III	138.70	259.68							
0.125	I	131.50	103.79	23.04	20.57	29.88	13.55	17.28	13.28	24.17
	II	144.08	143.67							
	III	144.08	240.17							
0.370	I	150.71	39.50	67.52	56.39	29.88	39.70	47.37	11.57	22.38
	II	187.92	78.41							
	III	187.92	189.97							



DIMENSIONES EN CM.

* son comunes a las tres secciones.

5.4.5 Conclusión.

De acuerdo con los resultados de la tabla anterior, en la sección I (extremo inferior de la columna) la resistencia a flexocompresión se alcanzó cuando el coeficiente sísmico (c_s) fue de 0.095; con este coeficiente, los esfuerzos de adherencia y el cortante actuantes se mantuvieron por debajo de sus correspondientes resistencias.

Aunque la sección I es la primera en la que se alcanza la resistencia a flexocompresión, es un hecho que los extremos de las columnas no experimentaron daños; esto puede explicarse por el aumento en la capacidad a flexocompresión que proporcionan los estribos, que en estas zonas se encuentran a cada 5 cm. Los estribos, a la vez que aumentan considerablemente la resistencia por adherencia, restringen la expansión lateral de la columna y favorecen a impedir el desprendimiento del recubrimiento. Por esto, se consideró posible que en los extremos de las columnas se resistieran acciones aproximadamente 26 por ciento mayores que las correspondientes a la resistencia teórica en flexocompresión.

Para igualar la resistencia a flexocompresión en la sección II (a 50 cm. arriba del extremo inferior), el coeficiente sísmico se incrementó hasta 0.125, con lo cual la resistencia a flexocompresión en el extremo inferior se sobrepasó en un 26 por ciento, el cortante en la dirección x igualó al resistente, y los esfuerzos de adherencia aumentaron hasta aproximadamente el 80 por ciento de los resistentes.

La sección III (a media altura de la columna) alcanzó la falla a flexocompresión, teóricamente, con $c_s = 0.370$; sin embargo, la flexocompresión en las dos secciones resistentes, el cortante y los esfuerzos de adherencia rebasaron ampliamente a sus correspondientes resistencias.

Según lo anterior, lo más probable es que la falla se haya iniciado en la zona en que se aumentó la separación de estribos, es decir, cerca de la sección II, como resultado de los efectos combinados de flexocompresión y adherencia. Así pues, se concluye que la fuerza lateral que causó la falla de las columnas fue del orden del doce por ciento del peso del edificio ($c_s = 0.125$).

Aun cuando la fuerza cortante que actuó en la dirección x, igualó a la resistente en la zona de la sección II, se recuerda que no se incluyó la contribución de los estribos en la resistencia por estar separados a más de $0.5d$, y que la carga axial ocasiona que las posibles grietas por tensión diagonal no se formen a 45° , sino que tiendan a la verticalidad, con lo cual los estribos sí tienen cierta contribución y se eleva la resistencia a cortante.

La posibilidad de que la falla se presentará inicialmente en la sección III quedó descartada, ya que su ocurrencia traería consigo la presencia de acciones muy superiores a las resistencias para todos los conceptos que se manejan.

5.4.6 Efectos sísmicos con $E = 8\ 000 \sqrt{f'c}$.

El módulo de elasticidad que se utilizó en la revisión estructural y en la determinación de las fuerzas sísmicas fue de $10\ 000 \sqrt{f'c}$, como se establece en las Normas Técnicas Complementarias de 1976; sin embargo, estudios posteriores acerca de las características de los concretos en el Valle de México muestran que un valor más representativo del módulo para concretos fabricados con agregados andesíticos es de $8\ 000 \sqrt{f'c}$.

Los valores anteriores son módulos estáticos que corresponden a una aplicación lenta de la carga en el laboratorio. Durante un sismo, el concreto responde más bien con el llamado módulo de elasticidad dinámico, el cual es algo mayor que el estático.

Para tomar en cuenta la posibilidad de que el módulo del concreto de la estructura en estudio fuera menor que el supuesto, se estimó también el coeficiente sísmico de falla suponiendo para el módulo del concreto un valor de $8\ 000 \sqrt{f'c}$. Por lo expuesto en el párrafo anterior, este valor es conservador. En la obtención del coeficiente sísmico asociado a la falla, el módulo de elasticidad sólo interviene en la determinación de los efectos de esbeltez y en el cálculo del periodo fundamental.

Las rigideces de entrepiso y los desplazamientos laterales por carga vertical que se obtuvieron con $E = 8\ 000 \sqrt{f'c}$, se presentan en la tabla siguiente:

Tabla 5.15.

Entrepiso	Marco	Rigidez de entrepiso (ton/cm)
1	a	35.83
	b	32.02
	1,6	12.43
	2,3,4,5	15.33
2	a	28.85
	b	23.94
	1,6	6.76
	2,3,4,5	9.42
3	a	31.62
	b	28.21
	1,6	8.41
	2,3,4,5	10.75

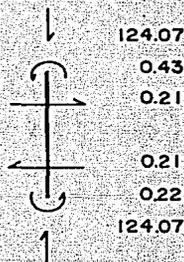
Nivel	Desplazamientos laterales por carga vertical (cm)	
	Marco a	Marco 2
3	0.00063	0.30480
2	0.00050	0.20360
1	0.00025	0.06580

A continuación se incluye el tanteo final para determinar c_s , con el módulo de elasticidad de $8\ 000\sqrt{f'c}$. La fuerza lateral que causa la falla de las columnas resultó igual a 0.12 veces el peso del edificio.

Para $c_s = 0.120$, los efectos por sismo, combinados con los de carga vertical, igualan la resistencia a flexocompresión a 50 cm arriba del extremo inferior (sección II). Los cálculos siguiendo los de 5.4.2, son:

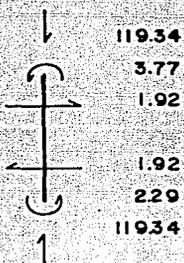
a) Fuerzas y momentos internos.

Dirección x.

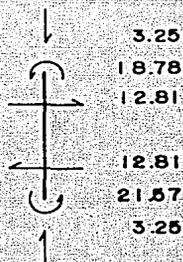


DEBIDOS A
CARGA VERTICAL

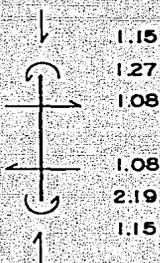
Dirección y.



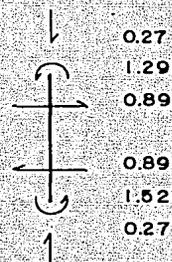
DEBIDOS A
CARGA VERTICAL



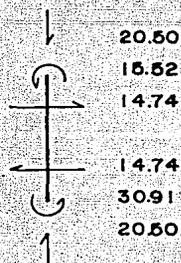
DEBIDOS AL
COMPONENTE X



DEBIDOS AL
COMPONENTE X



DEBIDOS AL
COMPONENTE Y



DEBIDOS AL
COMPONENTE Y

Tabla 5.16.

Nivel	Entrepiso	Cortantes totales (ton)		Desp. laterales (cm)	
		Dir. x	Dir. y	Dir. x	Dir. y
3				16.98	18.92
	3	39.89	16.57		
2				12.79	13.50
	2	64.03	26.29		
1				6.11	5.68
	1	72.79	30.13		

b) Efectos de esbeltez.

Resultaron los siguientes factores de esbeltez:

Dirección x.

1) Efectos de esbeltez ocasionados por las cargas laterales:

$$F_{as} = 1.196$$

2) Efectos de esbeltez ocasionados por las cargas verticales:

$$F_{ab} = 1.000$$

Dirección y.

1) Efectos de esbeltez ocasionados por las cargas laterales:

$$F_{as} = 1.148$$

2) Efectos de esbeltez ocasionados por las cargas verticales:

$$F_{ab} = 1.000$$

c) Resistencias por flexocompresión.

Efectos gravitacionales:

$$P = 121.70 \text{ ton.}$$

$$M_x = 2.43 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = 3.04 \text{ ton-m.}$$

Sección en el extremo inferior (sección I).

Rige la flexocompresión principal en x.

$$P_u = 131.10 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 28.77 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cy} = 16.20 \text{ ton-m.}$$

con $A_s = 37.38 \text{ cm}^2$.

$$P_R = 108\,060 \text{ kg.}$$

$$P_R < P_u.$$

Sección a 50 cm. arriba del extremo inferior de la columna (sección II).

Rige la flexocompresión principal en y.

$$P_u = 143.18 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 8.67 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cy} = 30.64 \text{ ton-m.}$$

con $A_s = 37.38 \text{ cm}^2$.

$$P_R = 143\ 668 \text{ kg.}$$

$$P_R \doteq P_u.$$

Sección a la mitad de la altura de la columna (sección III).

Rige la flexocompresión principal en y.

$$P_u = 143.18 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 3.01 \text{ ton-m.}$$

$$M_{cy} = 11.98 \text{ ton-m.}$$

con $A_s = 37.38 \text{ cm}^2$.

$$P_R = 240\ 170 \text{ kg.}$$

$$P_R > P_u.$$

6. CONCLUSIONES.

De acuerdo con los resultados obtenidos, la fuerza lateral total que causó la falla de las columnas durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 fue del orden de doce por ciento del peso del edificio (W). En los cálculos no se incluyeron factores de resistencia, a fin de llegar a un valor más probable de la fuerza lateral. El peso del edificio se estimó con las cargas vivas que supuestamente actuaban cuando ocurrió el sismo, las cuales son menores que las del Reglamento.

Si se supone que la estructura tuvo un factor de ductilidad o de comportamiento sísmico igual a 3.0, la fuerza máxima que sobre ella habría actuado, si fuera elástica con cinco por ciento de amortiguamiento, sería de $3.0(0.12W) = 0.36W$. Este valor puede servir de referencia al establecer coeficientes sísmicos de diseño en la zona de transición, para estructuras con periodo fundamental de un segundo.

Por otro lado, cabe mencionar la disminución en las rigideces de entrepiso que resulta de aplicar las disposiciones para losas planas de las Normas de Emergencia de 1985. En la estructura estudiada la disminución es de aproximadamente 20 por ciento respecto a los valores obtenidos con los criterios de las Normas Complementarias de 1976 y pone de manifiesto la alta flexibilidad de estos sistemas.

7. REFERENCIAS.

1. "Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras. Título IV del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Con Comentarios", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. 400, México D.F., 1977.
2. "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Con Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. 401, México D.F., 1977.
3. E. Bazán, R. Meli, "Manual de Diseño Sísmico de Edificios de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", LIMUSA, México D.F., 1984.
4. "Normas de Emergencia al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Con Comentarios", Instituto de Ingeniería, UNAM, México D.F., 1986.
5. "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Propuesta del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción, México D.F., 1986.
6. Wilson, E., Dovey, H. H., "Three Dimensional Analysis of Building Systems- TABS", Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California, EERC 72-8, Berkeley, 1972.
7. "Comentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)", American Concrete Institute, Detroit Mich., 1983.
8. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Diario Oficial, México D.F., 1966.

NOTACION

AS	área total de refuerzo longitudinal en columnas.
c_s	coeficiente sísmico.
Ec	módulo de elasticidad del concreto.
e_s	excentricidad calculada en análisis sísmico.
e_x, e_y	excentricidades de diseño.
f'_c	resistencia especificada del concreto a compresión.
f^*c	resistencia nominal del concreto a compresión.
Fa	factor de amplificación por efectos de esbeltez según ref. 2.
Fab, Fas	factores de emaplificación por efectos de esbeltez según ref. 5.
FR	factor de resistencia.
g	aceleración de la gravedad.
H	longitud libre de un miembro a flexocompresión.
H'	longitud efectiva de un miembro a flexocompresión.
h_i	altura de cada nivel medida a partir del nivel de desplante.
I	momento de inercia centroidal de la sección transversal de un miembro.
Ig	momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto de un miembro.
K_i	suma de las rigideces de un entrepiso en la dirección considerada.
k	factor de longitud efectiva.
L	longitud de un miembro.
L_1, L_2	respectivamente, claros paralelo y normal a la dirección que se analiza, de un tablero de losa plana.

M_t	momento torsionante en el entrepiso considerado.
P_i	fuerza de inercia en cada nivel.
P_R	carga normal resistente, aplicada con las excentricidades e_x y e_y .
P_u	fuerza axial última.
ΣP_u	suma de cargas axiales últimas de todas las columnas del entrepiso considerado.
ΣP_c	suma de cargas críticas de todas las columnas del entrepiso considerado.
r	radio de giro de la sección transversal de un miembro.
R_{jx}, R_{jy}	rigideces de entrepiso de los diferentes marcos alineados en las direcciones x e y respectivamente.
T	periodo fundamental de vibración del edificio.
u	esfuerzo de adherencia actuante.
u_R	esfuerzo de adherencia resistente.
V	fuerza cortante de entrepiso, o fuerza cortante actuante en columna.
V_{CR}	fuerza cortante que toma el concreto.
V_R	fuerza cortante resistente.
V_S	fuerza cortante que toma el refuerzo transversal.
W_i	peso de cada piso.
W	peso total de la estructura.
x_i, y_i	desplazamiento del nivel correspondiente en dirección de P_i .
\bar{x}_i, \bar{y}_i	coordenadas del centro de masas del nivel considerado.
x_{iv}, y_{iv}	coordenadas que definen la posición de la fuerza cortante.
x_j, y_j	coordenadas de los marcos resistentes.

x_{jr}, y_{jr}

distancia de los elementos resistentes
respecto al centro de rigidez del entrepiso
considerado.

x_r, y_r

coordenadas del centro de rigidez del
entrepiso considerado.